

DER BAUINGENIEUR

27. Jahrgang

1952/Heft 3

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



Digitized by the Internet Archive
in 2023

Ausgleich der Bergsenkungen am Rhein-Herne-Kanal.

Von Regierungs- und Baurat F. J. Stall, Duisburg-Meiderich.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 2.)

c) *Aufhöhung der Schleusenanlagen.* Bei Erbauung des Rhein-Herne-Kanals, als man noch über keinerlei Erfahrungen verfügte, wie sich die langen Schleusenbauwerke den bergbaulichen Einwirkungen gegenüber verhalten würden, hat man zwar vorsorgliche Maßnahmen z. B. dadurch getroffen, daß die Schleusenkammern an den Gefällstufen fußstapfenförmig versetzt mit einem Abstand von rd. 75 m zwischen dem Oberhaupt der Süd- und Unterhaupt der Nordkammer angeordnet (Abb. 11), daß die Kammerwände in einzelne Betonblöcke von rd. 30 m Länge mit starker Eisenbewehrung (rd. 1000 t Stahl je Schleuse) und selbständige bieguungssteife Häupter unterteilt, daß die Schleusen zur Aufnahme künftiger Senkun-

Beschädigungen für das Bauwerk erzeugt werden können. So konnte die Schleusengruppe II trotz der unter ihr von Südosten nach Nordwesten mit einer Verwurfshöhe von etwa 200 m verlaufenden fast 100 m breiten Gebirgsstörung ohne Beeinträchtigung ihrer Betriebstüchtigkeit um rd. 2 m dadurch abgesenkt werden, daß der Abbau von der Mitte der Schleusengruppe aus westlich und östlich der Störung geführt wurde, obwohl der Abbau in der westlichen Abteilung dem Abbau in der östlichen Abteilung um Jahre vorauselte. Trotz der dadurch bedingten ungleichmäßigen Absenkung der Schleuse mit geringer Querneigung der Häupter und auch merklicher Schrägstellung der Kammerwände in der Längsrichtung, deren Trennungsfugen infolge Zerrwirkungen sich um 4—12 cm erweiterten, ohne Hinterfüllungsboden in die Kammer eindringen zu lassen, blieben die Schleusen völlig rissefrei und ihre Verschlüsse — Tore wie Schütze — nach wie vor dichtschließend und betriebsfähig. Bei der Schleusengruppe IV lagen die Abbauverhältnisse gerade umgekehrt. Hier sollte, um ein möglichst gleichmäßiges Sinken der Schleusenanlage zu

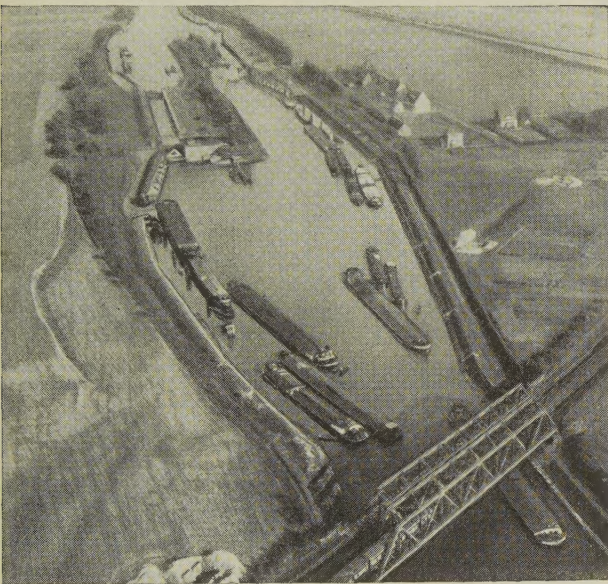


Abb. 11. Fußstapfenförmig versetzt angeordnete Schleusenkammern der Gruppe IV, um 2,00 bis 2,50 m aufgehöhht.

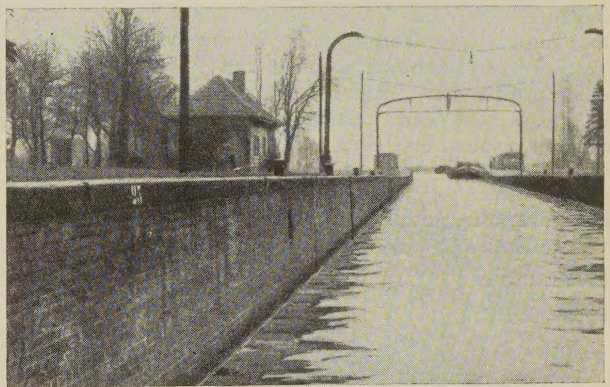


Abb. 12. Schrägstellung der Südchleuse VI infolge Bergbau / Unterhaupt über dem Sekundus-Sprung um rd. 0,50 m und Oberhaupt um 2,20 m abgesunken.

gen mit ihrer Plattform höhergelegt und für weitere spätere Aufhöhungen um 3—4 m berechnet wurden usw.; andererseits hat man sie aber auf Grund falscher Vorstellungen mit Absicht auf flözarmen oder tektonisch mehr oder weniger stark gestörten Gebieten angelegt, um nach Möglichkeit stärkere Senkungen von ihnen fernzuhalten, weil man durch bergbauliche Einwirkungen größere Schäden mit Betriebsausfällen befürchtete. Nach den heutigen Erkenntnissen und Erfahrungen wäre es richtiger gewesen, gerade die Schleusen als Begrenzungsbauwerke der einzelnen Haltungen auf flözreicheren Gebieten anzulegen, um durch planmäßigen Abbau unter ihnen nach Bedarf Wasserspiegelsenkungen leichter und wirtschaftlicher ermöglichen zu können. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß bei Beachtung der bergbehördlichen Auflagen für den Abbau in den sog. Schleusensicherheitspfeilern — Einwirkungsbereich für die Schleusengruppen —, für den die Zechen Sonderbetriebspläne vorzulegen haben, durch planmäßigen Abbau die gewünschten Senkungen ohne

erreichen, von den äußeren Begrenzungslinien des Sicherheitspfeilers auf der Nord- und Südseite der Schleusengruppe gleichzeitig mit dem Abbau der Flöze begonnen und mitten unter den Schleusen gleichzeitig beendet werden. Obwohl auch hier wegen der Kriegswirren 1914—18 der vorgeschriebene Abbauplan nicht eingehalten werden konnte, wurden die Schleusen der Gruppe IV nach wechselnder geringer Schiefstellung im Endzustand gleichmäßig um rd. 2,20 m bzw. 2,70 m heruntergebracht. Ein geradezu klassisches Beispiel für die Widerstandskraft einer mit bautechnischen Sicherungen erbauten und nach bergtechnischen Gesichtspunkten unterbauten Schleuse gibt die Schleusengruppe VI ab. Die Südkammer dieser Gruppe wurde auf eine mehrere hundert Meter breite gestörte Zone, den sog. Sekundus-Sprung gesetzt (Abb. 2), wo ein wirtschaftlicher Abbau kaum mehr möglich ist. Während die außerhalb des gestörten Bereichs liegende Nordkammer gleichmäßig um rd. 2,40 m abgesunken ist, stellte sich die Südkammer, unter der nach vorgeschriebenem Plan ab-

gebaut wurde, dessen Einzelheiten hier zu erläutern zu weit führen würde, genau entsprechend der Vorausberechnung in der Längsrichtung schräg, und zwar in einem stetigen Gefälle von etwa 1 : 100, wobei die Senkung des Unterhauptes rd. 0,50 m und die des Oberhauptes rd. 2,20 m betrug, mithin 1,70 m Gefällsunterschied auf 167 m nutzbare Kammerlänge, ohne daß diese Kammer nur einen Tag hätte außer Betrieb gesetzt werden müssen. Die Schräglage der Südkammer VI veranschaulicht Abb. 12.

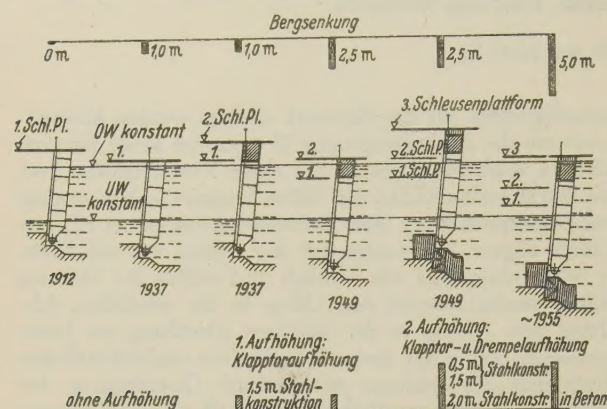


Abb. 13. Klapptorsenkungen und -aufhöhungen von 1912 bis 1955 Oberhaupt Südschleuse VII.

Andererseits wird den künftigen Senkungen, die schon im Bereich einer Schleusengruppe in einer Längenausdehnung von rd. 500 m sehr ungleichmäßig sein können, dadurch Rechnung getragen, daß man die Aufhöhungsmaße entsprechend dem Verlauf der vorausberechneten Senkungskurven wählt. So sind z. B. die Schleusenkammern der Gruppe VII von Westen nach Osten fortschreitend wie folgt aufgehöhrt worden: Unterhaupt Nordschleuse = 0,85 m, Oberhaupt Nordschleuse = 1,35 m; Unterhaupt Südschleuse = 2,25 m und Oberhaupt Südschleuse = 3,85 m, wobei man annimmt, daß diese Schleusengruppe nach Abklingen der Senkungen aus den abzubauenen Flözen sich später wieder horizontal einstellen wird. Außer dieser Schleusen-

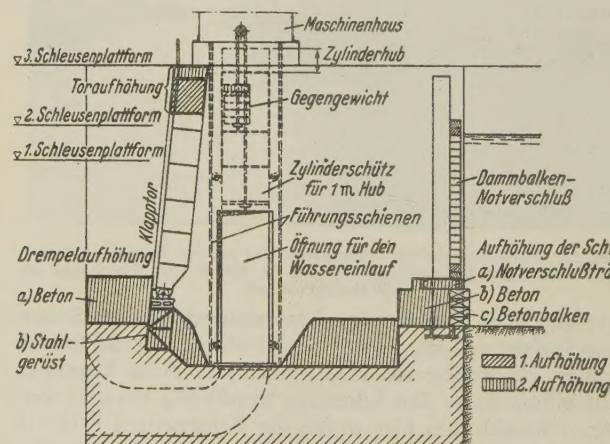


Abb. 14. Schnitt durch die Klapptor-Kammer Südschleuse VII mit aufgehöhrt Tordrempel und aufgehöhrt Notverschußschwelle (ausgeführt von der GH. — Werk Sterkrade).

gruppe sind bisher aufgehöhrt worden: Schleuse II von 1,10 m bis 1,75 m; Schleuse IV von 2,00 bis 2,50 m; Schleuse V von 2,00 bis 2,50 m; Schleuse VI = 0,80 m an beiden Oberhäuptern.

Die grundlegenden Baumaßnahmen für eine Schleusen- aufhöhung sollen hier nicht mehr im einzelnen beschrieben werden; ich darf an dieser Stelle auf die Veröffentlichung Ostendorf: Bautechnik 12 (1934) S. 681¹⁾ hinweisen, in welcher die Aufhöhung der Schleusengruppe IV geschildert

1) Dr.-Ing. Ostendorf: „Die Aufhöhung der durch Bergbau gesunkenen Schleuse IV des Rhein-Herne-Kanals.“

worden ist. Hier sollen lediglich die in den letzten beiden Jahrzehnten gewonnenen neueren Erfahrungen kurz erläutert werden.

In Abb. 13 sind die Senkungen und Aufhöhungen des Klapptores im Oberhaupt der Südschleuse VII, das außer dem beim Bau vorsorglich berücksichtigten Senkungsmaß von 1,50 m bisher um weitere 3,85 m aufgehöhrt worden ist, in der Zeit von 1912 bis 1955 dargestellt. Man sieht, wie bei konstantem Oberwasserspiegel das Klapptor von 1912 bis 1937 abgesunken ist, sodann 1937 um 1,35 m in der Konstruktion aufgehöhrt und bis 1949 wieder abgesunken, sowie 1949 abermals um 2,00 m mit entsprechender Aufhöhung des Tordrempels angehoben und zusätzlich um 0,50 m in der Torkonstruktion aufgehöhrt worden ist. Durch die Hebung und neue Lagerung des Töres in den um 2 m aufgehöhrt Drempel konnten umständliche und kostspielige Verstärkungen der Konstruktion sowie Änderungen an den Antriebsvorrichtungen eingespart werden. Um das Tor bei der Hebung und Lagerung in der aufgehöhrt Torschwelle sogleich planmäßig ausrichten zu können, wurde eine auf genaues Maß vorgerichtete Stahlkonstruktion eingebaut, welche die endgültige Lage des Töres von vornherein gewährleistet. Bemerkenswert ist bei dieser Gelegenheit, daß die Schleusentore laufende

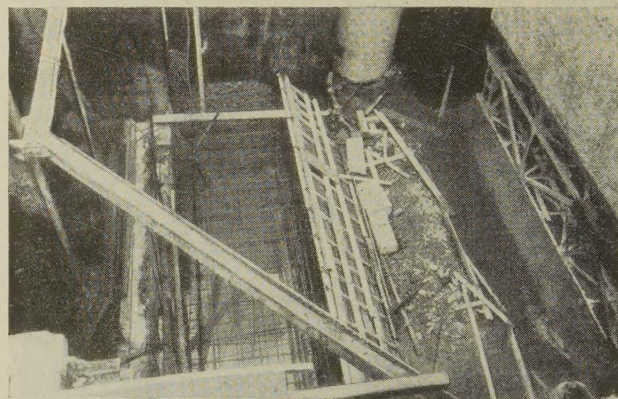


Abb. 15. Notverschußträger mit Dammbalkenverschuß (links) und Stahlgewüst der Tordrempelaufstücker (rechts) — Stahlbetonarbeiten durch Fa. Gockel & Niebur, Bochum.

Gewichtsveränderungen dadurch erfahren, daß die Torkörper in den Wasserspiegel hineinsinken, durch Aufhöhung oder Hebung bzw. auch durch Wasserspiegelsenkungen wieder aus dem Wasserspiegel herauswachsen und so entsprechend den wechselnden Auftriebsbedingungen durch jeweilige Abstimmung des Torballastes in Form von Eisenträgern oder Ziegelsteinen von Zeit zu Zeit ausbalanciert werden müssen.

Abb. 14 zeigt im Querschnitt außer dem Stahlgewüst in dem aufgehöhrt Tordrempel in größerem Maßstabe noch die Aufhöhung der Schwelle für den Dammbalken-Notverschuß. Ohne Zuhilfenahme eines kostspieligen Fangedammes zur Abspernung des Oberwassers wird bei den Schleusen, die durch weiteres Absinken die erforderliche Fahrwassertiefe über dem Drempel und der Notverschußschwelle gewährleisten, die Aufstücker der Schwelle innerhalb des eingebauten alten Notverschlusses durchgeführt. Hierzu wird ein besonders konstruierter stählerner Notverschußträger mit zwei angenieteten lotrechten Trägerstücken mit Hilfe eines Tauchers unter Wasser in die Schuhe der vorhandenen Schwelle eingeführt, wobei die Enden des Verschußträgers ihre Auflager an den seitlichen Maueranschlägen finden. Vor diese Konstruktion werden Stahlbetonbalken dichtschließend gegen das Oberwasser mittels Kran durch Taucher eingelegt, die später gleichsam die bleibende Schalung für das Aufbetonieren der Schwelle bilden. In die in dem Notverschußträger vorgesehenen Stützschuhe werden so-

dann die beiden Griesständer der normalen Schleusenabdämmung eingelassen und der aus hölzernen Dambalken bestehende Notverschluß sachgemäß eingebaut, worauf die Trockenlegung der Kammer nach inzwischen auch unterwasserseitig eingebrachtem Notverschluß erfolgen kann, um Tordrempel und Notverschlußschwelle planmäßig aufzubetonieren. Das trockengelegte Oberhaupt mit dem eingebauten Notverschlußträger und auf-

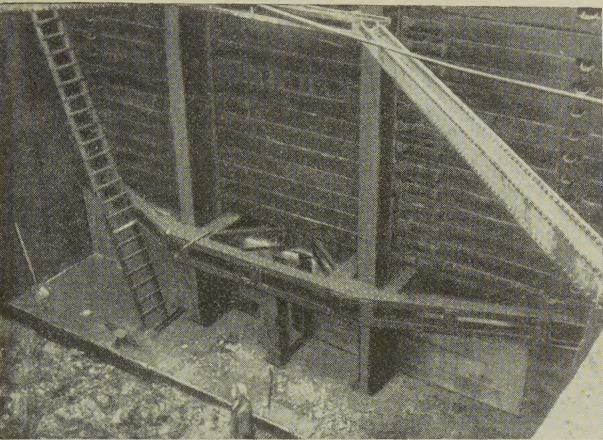


Abb. 16. Unter Wasser eingebauter Notverschlußträger mit vorgelegten Stahlbetonbalken und aufgesetztem Dambalkennotverschluß nach Trockenlegung der Torkammer.

gesetzten Dambalkenverschluß (links) und dem Stahlgerüst der Tordrempelaufstockung (rechts) zeigt Abb. 15. Aus Abb. 16 ist der eingebaute Notverschlußträger mit aufgesetztem Dambalkenverschluß deutlicher zu erkennen.

Abb. 17 stellt die um 2 m gehobene Torbrücke, deren feste Stützen auf 2 m hohe Verankerungsstützen und deren Pendelstützen auf hochgeführte Stahlbetonsockel aufgesetzt sind, die später in den aufzuhöhenen Unterhauptblock einbetoniert werden, sowie den abgehobenen Oberteil des Schiebetores selbst dar. Um den für die Aufhängung des Tores an den Laufwagen in der Torbrücke hergerichteten Oberteil nicht umbauen zu müssen, wird



Abb. 17. Um 2 m gehobene Schiebetorbrücke mit abgehobenem Oberteil des Schiebetores am Unterhaupt der Südschleuse V.

zur Aufhöhung des Untertores ein dem Riegelabstand entsprechender sog. Zwischenschuß eingebaut, wie aus der schematischen Darstellung auf Ab. 18 hervorgeht.

Abb. 19 zeigt die Torbrücke während des Hebungsvorganges mittels stählerner Hubgerüste, die durch Pressen und Schwellenstapel hochgedrückt werden.

Die Trennungsfugen zwischen den Kammerwandblöcken und Häuptern, die beim Bau der Schleuse durch in Bitumen gebettete Bleifolien gedichtet, inzwischen aber durch Schaukelbewegungen infolge wechselnder Zerrungen und Pressungen im Laufe der Jahre gerissen sind, werden heute in dem aufgehöhten Bereich gegen das Durchdringen

von Hinterfüllungsboden in einfachster robuster Weise dadurch gesichert, daß sie mit etwa 50 cm breiten und 8 cm starken Stahlbetondielen auf der Rückenfläche der Wand überdeckt werden.

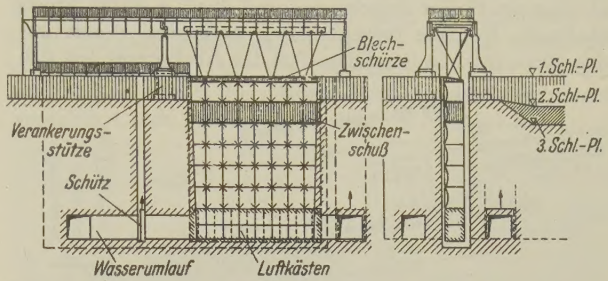


Abb. 18. Aufhöhung eines Schiebetores um 2,00 m durch Einbau eines Zwischenschusses von 1,80 m entsprechend den Riegelabständen und durch Aufsetzen einer Blechschürze von 0,20 m (ausgef. von der GHH.).

Die Aufhöhung der abgesunkenen Schleusenleitwerke in den unteren und oberen Vorhäfen erfordert besondere Sicherungsmaßnahmen für die Leitwerksbrücken tragenden Betonpfeiler. Durch das weitere Absinken der aufgehöhten Betonpfeiler werden die durch hölzerne Schwimmbalken

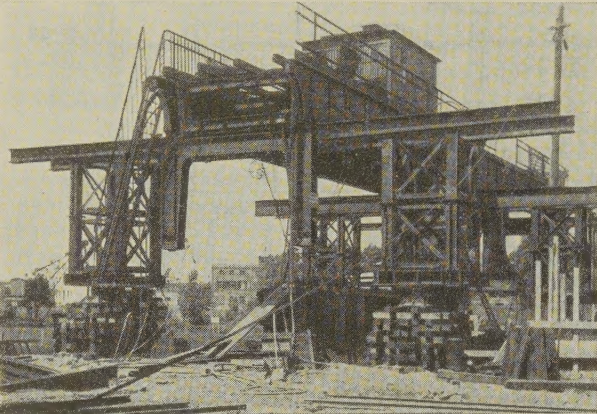


Abb. 19. Torbrücke eines Schiebetores während des Hebungsvorganges.

oder durch die neuerdings auch verwendeten eisernen Gleitbalken auf diese Pfeiler übertragenen Schiffsstöße in ihren Angriffspunkten immer mehr nach oben verschoben, wodurch das Kippmoment mit sich stetig verlängerndem Hebelarm vergrößert und die Standsicherheit der Pfeiler schwer ge-

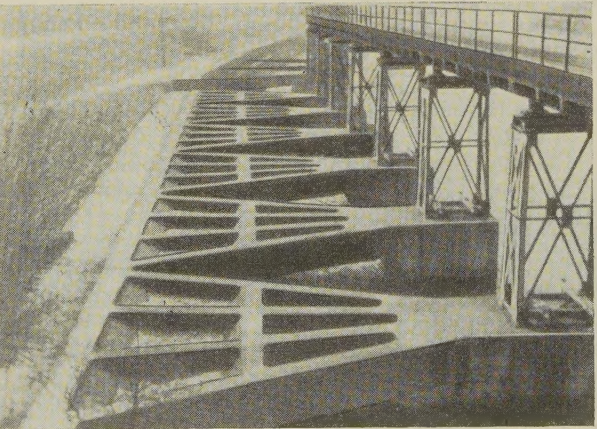


Abb. 20. Abstützung der aufgehöhten Leitwerkspfeiler.

fährdet wird. Nachrechnungen — bestätigt durch Feststellungen im Betrieb — haben ergeben, daß die um mehrere Meter aufgehöhten Leitwerkspfeiler nur noch die lotrechten Lasten aus dem Eigengewicht der Brücken und des Schleppwagens aufzunehmen vermögen. Man hat daher 1933/34 bei der Aufhöhung der Schleusanlage IV die aufgehöhten Leitwerkspfeiler ($4 \times 10 = 40$ Stück) gegen ein

in der Uferböschung durchgehendes Betonfundament durch je 4 unter verschiedenem Winkel fächerartig durch Querrippe und Stahlbetonplatte versteifte starke Stahlbetonträger abgestützt, die am anderen Ende zusammengefaßt auf einer am Pfeiler eingebauten und durch 4 starke Anker gehaltenen Konsole bewegungsfrei auflagen — wie aus Abb. 20 zu ersehen ist. Diese Art der Abstützung hat sich

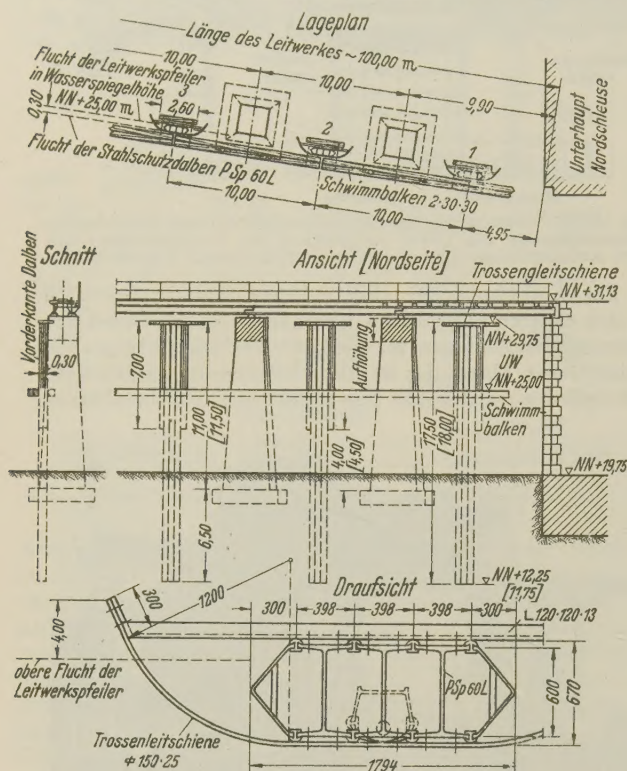


Abb. 21. Zwischendalben der Leitwerke im U. W. der Schleuse II.

zwar gut bewährt, ist aber sehr aufwendig und dadurch kostspielig, zumal für eine weitere Aufstockung der Pfeiler noch zusätzliche Maßnahmen erforderlich würden. Bei späteren Schleusenaufhöhungen ist man daher dazu übergegangen, besondere Vorleitwerke aus Zwischendalben mit vorgelegten Schwimm- oder Gleitbalken herzustellen, welche die Schiffsstöße abfangen und das aufgehöhte alte Leitwerk so von waagerechten Kräften vollständig entlasten.

Als Zwischendalben haben sich seither die Peiner Kastenprofile P Sp 50 S oder P Sp 60 L je nach Größe der

welche auch bei Durchbiegung die Betonpfeiler nicht berühren, ein von der „Schleppwagen-Hochbahn“ getrenntes selbständiges Vorleitwerk bilden. Um ein Festhaken der den Schleppwagen mit dem ein- bzw. ausfahrenden Schiff verbindenden Zugtrosse an den Dalbenköpfen zu verhindern, sind diese mit sog. Trossengleitschienen versehen. Vermöge ihrer günstigen bautechnischen Eigenschaften bieten die Peinerprofile auch den großen Vorteil, die Zwischendalben gleich so auszubilden und zu bemessen, daß sie für mehrere Aufhöhungen ausreichend sind, wie es erstmalig an den Leitwerken der Schleusengruppe V durchgeführt worden ist, wo die Zwischendalben auch noch die künftigen Senkungen der später folgenden 2. Pfeileraufhöhung aufnehmen können. Neben den technischen Vorteilen stellt die Ausführung eines Vorleitwerks aus Peiner-Zwischendalben auch die bei weitem billigste und damit technisch-wirtschaftlich günstigste Lösung dar. Die 1949 im Unterwasser der Schleusengruppe II errichteten beiden Vorleitwerke aus $2 \times 11 = 22$ Zwischendalben aus



Abb. 22. Vorleitwerk aus Zwischendalben (Peiner P. Sp. 50 S).

Peiner-Trägern Sp 60 L erforderten seinerzeit bei übernormalen Längen — bedingt durch den im Rückstaugebiet von Ruhr und Rhein um rd. 5 m wechselnden Wasserstand — einen Gesamtkostenbetrag von rd. 150 000,— DM, während eine Abstützung der Leitwerkspfeiler nach der Bauart an der Schleuse IV (Abb. 20) hier einen Kostenaufwand von rd. 300 000,— DM verursacht haben würde. Wie eine für Schleuse II seinerzeit durchgeführte Wirtschaftlichkeitsuntersuchung weiter ergab, würde auch eine Abstützung der Pfeiler in entsprechender Eisenkonstruktion neben der laufenden Unterhaltung in der Herstellung noch

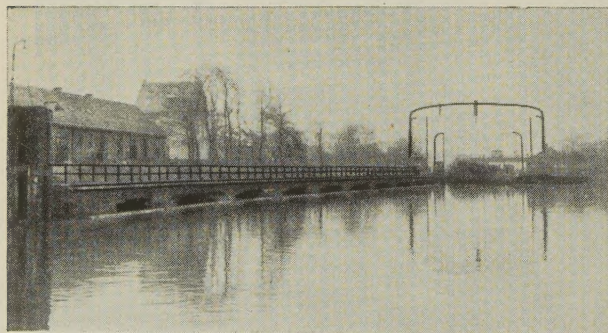


Abb. 23. Abgesunkenes Leitwerk im O. W. der Südschleuse V.

Beanspruchungen hervorragend bewährt. Diese verhältnismäßig schmalen, in ihrer Bauart stabilen, aber dennoch elastischen, sowie in ihrer Form schiffahrtstechnisch sehr geeigneten Dalben werden zwischen die Betonpfeiler derart gerammt, daß sie in ihrer vorderen Flucht in Wasserspiegelhöhe 30 cm vor der Flucht der alten Pfeiler stehen und so mit den vorgelegten Schwimm- oder Gleitbalken,

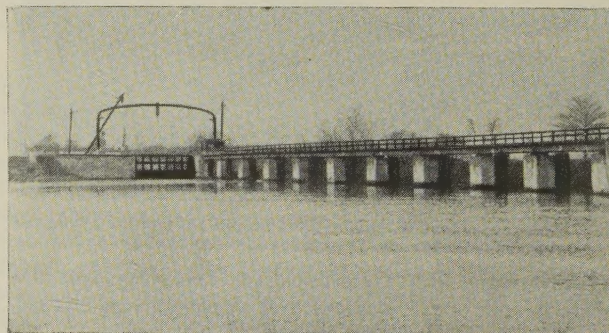


Abb. 24. Aufgehöhates Leitwerk im O. W. der Nordschleuse V.

weit über 200 000,— DM kosten und sich als teuerste Lösung mit rd. 400 000,— DM die Einzelsicherung der Leitwerkspfeiler durch zweiseitige Umrammung, Verankerung und Ausbetonierung errechnen. Anordnung und Einzelheiten der Zwischendalben sind Abb. 21 zu entnehmen, während Abb. 22 einen Ausschnitt aus dem fertig geramten Vorleitwerk an der Schleuse V zeigt.

In den nächsten Abb. 23 und 24 wird das abgesunkene Leitwerk im O. W. der Südschleuse V dem bereits aufgehöhten Leitwerk im O. W. der Nordschleuse V gegenübergestellt.

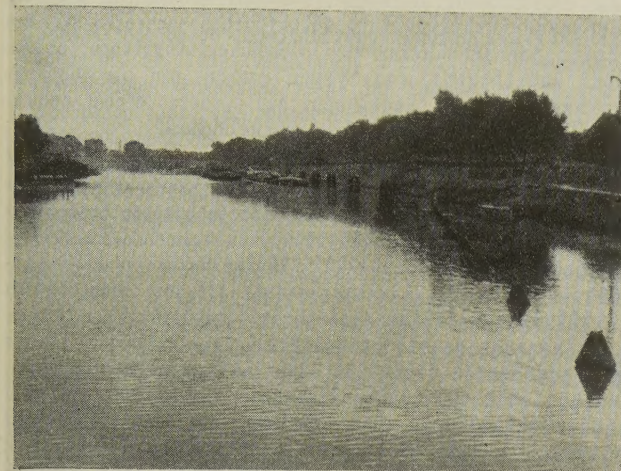


Abb. 25. Ausgelegte Bojen kennzeichnen die Stellen der vollständig unter den bereits um 0,90 m gesenkten Wasserspiegel abgesunkenen Leitwerkspfeiler im O. W. der Südschleuse II.

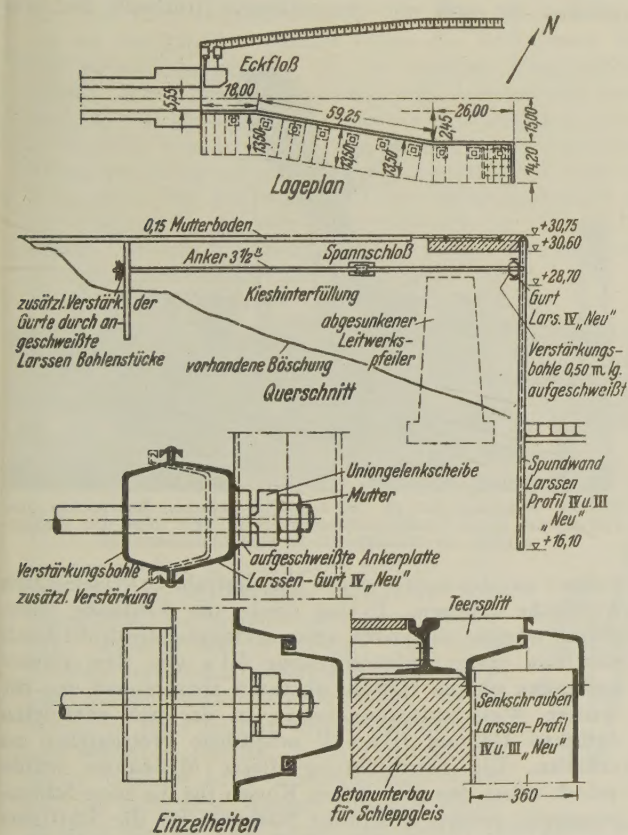


Abb. 26. Ersatz des abgesunkenen Leitwerks durch eine verankerte Leitwerkspundwand.

Abb. 25 zeigt eine Reihe ausgelegter Bojen im O. W. der Südschleuse II, die an den Leitwerkspfeilern, welche bereits von ihrer ursprünglichen Höhe von 2 m über Normalwasserspiegel unter den seinerzeit schon um 0,90 m gesenkten Wasserspiegel dieser Haltung abgesunken waren, befestigt sind und den ein- und ausfahrenden Schiffen die durch die Betonblöcke unter Wasser gebildeten Hindernisse anzeigen sollten. Dieses Leitwerk konnte wegen Baustoffverknappung und Arbeitermangel in den Kriegs- und Nachkriegsjahren nicht rechtzeitig genug aufgehöht

werden. Es mußte daher später durch eine geschlossene Leitwerkspundwand ersetzt werden, wie sie Abb. 26 im Querschnitt und Abb. 27 in der fertigen Ansicht zeigt. Bei dieser Gelegenheit wurde auch an Stelle des früheren Stromschiennenkanals, dessen Ab- und Wiederaufbau bei jeder Schleusenaufhöhung erhebliche Kosten verursacht, eine Oberleitung für die Stromabnahme des Schleppwagens hergestellt, die mit den notwendigen Sicherungen ausgeführt, sich vorzüglich im Betrieb bewährt hat.

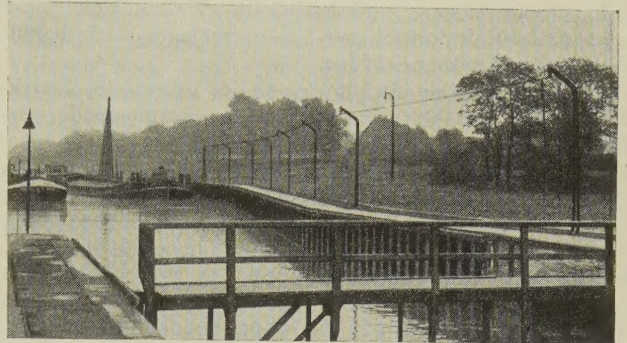


Abb. 27. Geschlossene Leitwerkspundwand an Stelle der abgesunkenen Leitwerkspfeiler.

C.2. Ausgleich der Schäden durch Senkungen des Wasserspiegels in den Haltungen.

Als zweite grundlegende Maßnahme für den Ausgleich von Bodensenkungen können Wasserspiegelsenkungen in den Kanalhaltungen in Frage kommen, wenn die notwendigen Voraussetzungen gegeben bzw. durch vorherige bauliche Änderungen an den Kanalanlagen erfüllt sind. Auf die Länge einer Kanalhaltung einschl. der sie begrenzenden Schleusen durch bergbauliche Einwirkungen gleichmäßige Senkungen zu erzeugen, ist auch bei sorgfältigster Lenkung des Bergbaues wegen der — früher bereits behandelten — tektonischen Verhältnisse und wechselnden Flözmächtigkeiten nicht oder nur begrenzt möglich. Der Wasserspiegel in einer Haltung sinkt daher nicht mit dem Gelände laufend ab, wie vielfach noch angenommen wird, sondern muß vielmehr laufend gehoben werden, d. h. entsprechend dem Sinken der Schleusen, die am unteren und oberen Ende die Haltung begrenzen, durch von Zeit zu Zeit vorzunehmende Neueinmessung und Berichtigung der Schleusenpegel auf dem festgesetzten Normal-Niveau gehalten werden, um über den gesamten Haltungsbereich eine für die Schifffahrt noch ausreichende Wassertiefe sicherzustellen. Sofern die beiden Schleusen nicht mitsinken, ist durch die tägliche Beobachtung der mit den Schleusenhäuptern fest verbundenen Pegel die Erhaltung des vorgeschriebenen Stauzieles gewährleistet, während bei sinkenden Schleusen ohne Pegelberichtigung der Wasserspiegel unbewußt mit abgesenkt würde.

Wasserspiegelsenkungen sind daher nicht eine unmittelbare Folge bergbaulicher Einwirkungen, sondern werden bzw. müssen in den Haltungen des Rhein-Herne-Kanals zu gegebener Zeit als ausgleichende Baumaßnahmen u. a. insbesondere dann durchgeführt werden, wenn

a) die Senkungsbereiche mit den sinkenden Bauwerken im Verhältnis zu den nicht oder weniger absinkenden Reststrecken einer Haltung so groß sind, daß die Kosten für die Anpassung der nicht sinkenden Teilanlagen zur Ermöglichung einer Wasserspiegelsenkung geringer sind als die für die Aufhöhung bzw. Hebung der gesunkenen Dämme, Brücken, Häfen usw.;

b) auf einer längeren Kanalstrecke bereits erhebliche Dammaufhöhungen durchgeführt worden sind und durch weitere Aufhöhungen sowohl das tiefliegende Hinterland als auch der Kanal selbst dadurch gefährdet würden, daß die Tondichtungen der Dämme in den Zerrzonen zerreißen

und nach Durchfeuchtung und Durchweichung zu folgen-schweren Dammbrüchen führen können; es sei denn, daß durch Rammung von Sicherungsspundwänden bei noch vertretbaren Kosten diese Gefahren gebannt werden können.

c) durch wiederholte Brückenhebungen die Rampen — insbesondere bei Eisenbahnbrücken — das äußerst zulässige Steigungsverhältnis überschreiten oder bei Einhaltung des zulässigen Gefälles durch die dann notwendige Längenentwicklung dichtbesiedelte Wohngebiete oder benachbarte Industrie- und Verkehrsanlagen stark in Mitleidenschaft ziehen würden.

In allen Fällen sind letzten Endes Fragen der Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit von entscheidender Bedeutung.

Hinsichtlich der Möglichkeiten zur Durchführung von Wasserspiegelsenkungen liegen die Verhältnisse in jeder Haltung des Rhein-Herne-Kanals anders. Durch Lenkung und rechtzeitige Abstimmung des Abbaues in den Grubenfeldern einer Haltung lassen sich zwar wesentliche Erleichterungen und damit Kosteneinsparungen für den Schadensausgleich durch Wasserspiegelsenkungen erzielen, nicht aber lassen sich die durch den bestehenden Kanal gegebenen Verhältnisse durch Abbaulenkung nachträglich derart umgestalten, daß Wasserspiegelsenkungen nach Bedarf ohne weiteres durchgeführt werden können. Um dies ohne wesentliche Kosten erreichen zu können, hätte man schon bei Erbauung des Kanals auf die künftige Entwicklung durch den Bergbau Rücksicht nehmen müssen, und zwar nach den heutigen Erkenntnissen und Erfahrungen dadurch, daß man sämtliche Bauwerke nach Möglichkeit in die Zonen hätte verlegen sollen, die den jeweiligen Erfordernissen entsprechend mehr oder weniger durch planmäßigen Abbau gesenkt werden können; denn gerade die in den nicht oder weniger sinkenden Strecken liegenden Bauwerke (Düker, Schleusen usw.) erfordern vor Durchführung der weniger kostspieligen Abbaggerung der Horste die oft mit sehr hohen Kosten verbundenen Maßnahmen zur Tieferlegung bzw. Neubau oder Umbau der Bauwerke. Man hat wohl s. Z. bei der Planung nicht mit den heutigen Senkungsausmaßen gerechnet, indem man annahm, daß durch Anwendung von dichtem Spülversatz die Senkungen in geringeren Grenzen von etwa 10–15 % der Flözmächtigkeit gehalten werden könnten. Diese Annahme hat sich als irrig erwiesen sowohl hinsichtlich des Prozentsatzes der bei Spülversatz bleibenden Senkung, der mehr als doppelt so hoch liegen dürfte, als auch hinsichtlich der Tatsache, daß im Ruhrbergbau Spülversatz so gut wie gar nicht zur Anwendung gelangen kann; denn der für diese Versatzart zum Spülen geeignete Sand steht hier nicht in ausreichender Menge zur Verfügung. Auch könnten die erheblichen Spülwassermengen, die ein nachteiliges Quellen der im Ruhrkohlengebirge eingelagerten Schiefer-tonschichten zur Folge haben würden, nicht ohne große Schwierigkeiten abgefangen bzw. abgeleitet werden!

Ohne auf technische Einzelheiten an dieser Stelle näher einzugehen, soll hier als Beispiel für einen künftigen Senkungsausgleich die Planung für die Haltung III–IV kurz dargestellt werden. Diese rd. 10 km lange Haltung ist durch bergbauliche Einwirkungen in ihrem mittleren Bereich bisher um rd. 8,50 m abgesunken und wird bis zum Abbau von 1200 m noch um weitere rd. 12 m — insgesamt rd. 20 m — absinken. Abgesehen von zwei Wasserspiegelsenkungen von $0,50 + 0,70 = 1,20$ m sind die Senkungsschäden in dieser Haltung bis 1950 durch Aufhöhung der Dämme und Uferdeckwerke, Aufstockung der Hafenmauern sowie Hebung der Brücken usw. ausgeglichen worden. Gegenüber dem bereits tiefliegenden, weiter absinkenden Gelände würden bei Fortsetzung der Aufhöhungsarbeiten die Kanaldämme immer mehr als ein die Landschaft teilendes künstliches Gebilde heraus-

wachsen und die Steigungsverhältnisse der Brückenrampen sich noch ungünstiger gestalten. Die für die betriebssichere Erhaltung der Kanalkreuzungen erforderlichen Umbaumaßnahmen würden einen harten Eingriff in die dichtbebaute Industrielandschaft notwendig machen, der weder technisch noch wirtschaftlich vertreten werden kann. An der Grenze des Möglichen angelangt, mußte man nach Mitteln und Wegen suchen, um die umfangreichen künftigen Senkungen auf andere Weise zweckmäßiger und wirtschaftlicher auszugleichen.

Die künftigen Senkungen in der Haltung III–IV werden sich etwa in dem gleichen Verhältnis auf die Haltungslänge verteilen, wie sie aus den bisherigen Senkungslinien Abb. 3 hervorgehen, d. h. bei weiterhin zu erwartenden stärksten Senkungen auf der mittleren Haltungsstrecke wird die Schleusengruppe III mit dem östlich anschließenden Haltungsabschnitt von rd. 3 km Länge auch künftig nur sehr geringe Senkungen erfahren. Dieser stehengebliebene Horst mit den in ihm gelegenen Bauwerken stellt das größte Hindernis für weitere Wasserspiegelsenkungen in dieser Haltung dar. Die Schleusengruppe III liegt in einem stark gestörten Feldesteil. Außerdem sind die geringmächtigen Flöze sehr steil gelagert und schneiden unter 50° – 55° mehrere Abbau-sohlen innerhalb des Schleuseneinwirkungsbereichs, so daß immer nur Teilflächen nacheinander abgebaut werden können, die auch nur entsprechende Bruchteile der Sen-



Abb. 28. Absenken der rd. 100 m langen östlichen Rohrleitung von 1,20 m ϕ des neuen Pausmühlenbachdükers rd. 14 m unter den Wasserspiegel der Haltung III–IV vom 80 m-Kahn aus.

kungen aus der zudem wegen Unfallgefahr zu versetzenden Vollfläche ergeben. Es lag daher der Gedanke nahe diesen weniger sinkenden unteren Haltungsabschnitt durch den Bau einer Schleusengruppe IIIa von dem stärker sinkenden oberen Haltungsabschnitt abzutrennen, um für weitere Wasserspiegelsenkungen in der neu gebildeten östlichen Haltung IIIa–IV mögliche Freizügigkeit zu erhalten. Die Durchführung dieser Maßnahme würde jedoch außer den sehr hohen Kosten für die neue Schleusengruppe weitere erhebliche Nachteile für die Schifffahrt mit sich bringen. Die Kanaltreppe würde so durch eine Gegenstufe unterbrochen, d. h. z. B. die bergwärts fahrenden Schiffe würden in der Schleuse IIIa wieder heruntergeschleust werden müssen, um dann nach verlorenem Gefälle durch die Schleuse IV wieder aufzusteigen. Für die Schifffahrt würde hierdurch eine Verlängerung der Fahrzeiten um mehrere Stunden eintreten und der Schleusenbetrieb fortdauernd durch Pumpkosten belastet werden.

Man entschloß sich daher, den nicht bzw. weniger sinkenden unteren Haltungsabschnitt mit seinen Bauwerken so umzugestalten, daß die Bodensenkungen in der Haltung III–IV nach Bedarf von Zeit zu Zeit durch Wasserspiegelsenkungen ausgeglichen werden können. Nach eingehenden Untersuchungen und Planungen ist

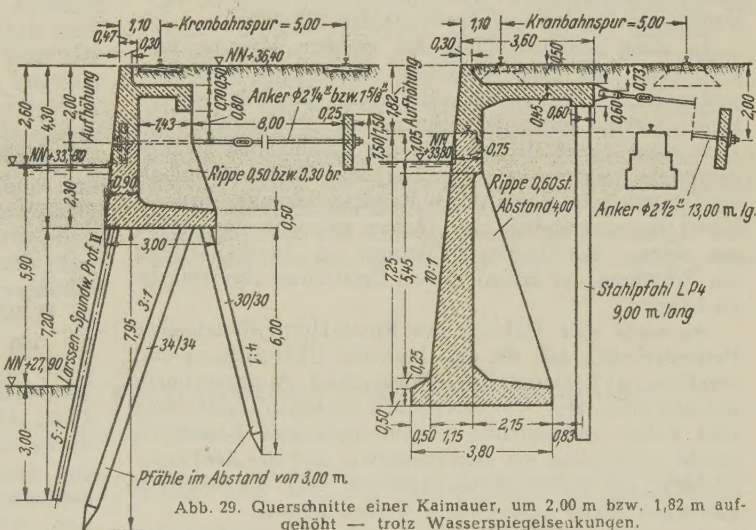
man aus Gründen der Wirtschaftlichkeit dazu gekommen, diese Maßnahmen so weitgehend und umfassend zu gestalten, daß bis zur Abbauteufe von 1200 m alle bestehenden Hindernisse ein für allemal beseitigt werden. Hierzu müssen die in dem Horst liegenden Düker tiefer gelegt werden. Während der Pausmühlenbachdüker bereits 1949/50 in offener Baugrube ohne Störung des Schiffahrtsbetriebes rd. 14 m unter dem derzeitigen Wasserspiegel neu verlegt worden ist, steht der Neubau des fünfrohri- gen Bernedükers mit einer Tiefenlage von rd. 16 m unter Wasserspiegel für 1952 bevor. Abb. 28 zeigt die Verlegung der rd. 100 m langen Rohrleitung des Pausmühlenbachdükers, über dessen bisher wohl einmalige Bauausführung demnächst noch besonders berichtet werden soll. Weiterhin müssen die Oberhäupter der Schleusengruppe III zur Anpassung an den im Endzustand etwa bis NN + 25 m zu senkenden Wasserspiegel um mehrere Meter tiefer gelegt werden, was einen vollständigen Umbau der Häupter mit Toren, Füll- und Antriebseinrichtungen erfordert. Die Oberdrempe der Süd- und Nordkammer der Schleusengruppe III mit einer vorsorglichen Wassertiefe von 5,50 m bei Erbauung, die bisher nur 0,20 m bzw. 0,30 m gesunken sind, heute aber nach 1,70 m Wasserspiegelsenkungen in der Haltung III—IV nur noch 4 m unter dem derzeitigen Normalstau liegen, haben damit die durch Erfahrungen bestätigte äußerste Grenzlage erreicht, um den 80 m langen Kähnen von 1400 t Tragfähigkeit eine eben noch unbehinderte Einfahrt in die Schleusen zu ermöglichen. Anders liegen die Verhältnisse bei der Schleusengruppe IV, wo die massiven Oberdrempe bereits unter den Unterwasserspiegel abgesunken sind und, da sie gleichzeitig den Schutz der Obertore gegen Schiffsstöße von der Unterwasserseite her zu übernehmen haben, entsprechend aufgehöhht werden mußten. Da jedoch bekannt ist, daß die künftigen Wasserspiegelsenkungen in der Haltung III—IV dem weiteren Sinken der Schleuse IV zeitlich vorausseilen werden und somit die massiven Drempe später wieder aus dem Wasser aufsteigen werden, wurden diese Oberdrempe aufgekastet. Diese Hilfsdrempe bestehen aus schweren kastenförmig zusammengebauten Holzbalken mit beschwerender Steinfüllung und können ohne Schwierigkeiten wieder entfernt werden, sobald eine Wasserspiegelsenkung in der unteren Haltung den massiven Drempe wieder frei gibt oder aber eine Wasserspiegelsenkung in der oberen Haltung seine Beseitigung erforderlich macht. In drei großen Hafenanlagen sind die nicht bzw. weniger absinkenden Kaimauern durch kostspielige Maßnahmen zu sichern. Außerdem müssen die Widerlager von neun Straßen- und Eisenbahnbrücken durch tief in den Mergel hinabreichende starke Spundwände in ihrer jetzigen Höhenlage gehalten und verankert werden. Nach Durchführung dieser Umbau- bzw. Sicherungsmaßnahmen soll der nicht bzw. weniger sinkende Kanalschlauch von rd. 3 km Länge nach Bedarf etwa alle 6 bis 7 Jahre um 1 m vertieft bzw. ausgebaggert werden, worauf die Wasserspiegelsenkungen jeweils in Teilsenkungen von 0,30 bis 0,40 m erfolgen. Mit der stufenweisen Sohlenvertiefung muß auch gleichzeitig entsprechend der durch die Wasserspiegelsenkung bedingten Verminderung der Spiegelbreite das Kanalbett verbreitert werden. Um nicht beide Ufer angreifen und mit neuen Uferdeckwerken versehen zu müssen, wird die Kanalverbreiterung wechselseitig auf der Nord- und Südseite — mithin pendelnd um die Kanalchse — durchgeführt. Außer diesen Hauptmaßnahmen sind noch zahlreiche weitere Arbeiten durchzuführen, deren Aufzählung hier zu weit führen würde. Die Durchführung der Wasserspiegelsenkungen

erfordert zudem eine weitere laufende Beobachtung der übrigen Bauwerke in dieser Haltung, da infolge möglicher Änderungen der Abbaupläne das eine oder andere Bauwerk dem Senkungsvorgang angepaßt werden muß.

Sofern ein Bauwerk über einer Störungszone liegt oder beim Abbau später gestörte Flöze angetroffen werden, kann u. U. von der Möglichkeit Gebrauch gemacht werden, diese gestörten Zonen durch den Bau angrenzender Flöze mitabzusinken. Voraussetzung hierfür ist aber, daß die abzubauenen Flöze zum abzusinkenden Objekt einfallen, damit dieses auch von dem Einwirkungsbereich noch erfaßt wird und erforderlichenfalls durch Anwendung von Bruchbau mit größerer Sicherheit die gewünschten Senkungen erfährt. Wie sich auf diese Weise in einem Störungsgebiet erzeugte Senkungen z. B. auf die baulichen Maßnahmen für eine Wasserspiegelsenkung finanziell auswirken können, ergab die in einem Sonderfall angestellte Nachrechnung mit dem Ergebnis, daß jedes Zentimeter Mehrsenkung eine Kostenersparnis von rd. 10 000 DM bei den Übertagemaßnahmen erbringen kann.

Obwohl auf diese Weise die laufenden Senkungsschäden in dieser Haltung durchweg ausgeglichen werden können, verbleiben immer noch Einzelbauwerke, die infolge Spitzensenkungen dennoch zusätzlich aufgehöhht werden müssen, insbesondere dann, wenn die Senkungen des Bauwerks vorzeitig bzw. schneller eintreten, als die geplanten Wasserspiegelsenkungen mit Rücksicht auf die anderen Bauwerke durchgeführt werden können. Eine solche zusätzliche Aufhöhung einer Hafenmauer in der Haltung III—IV zeigt Abb. 29.

U. a. ist in diesem Zusammenhang noch bemerkenswert, daß z. B. beim Ersatz bzw. Neubau kurzlebiger Bauanlagen, wie z. B. Dalben oder Anlegesteiger, die durch Schiffsstöße unbrauchbar geworden sind, zu überlegen ist, welche Höhenlage diese Bauwerke über den



derzeitigen Wasserspiegel erhalten müssen. Es sind hierbei die zu erwartenden Senkungen des jeweiligen Standortes und die künftigen Wasserspiegelsenkungen für einen bestimmten Zeitraum gegenüber zu stellen. Da für die zu wählende Höhenlage bestimmte Grenzfälle zulässig sind, kann man z. B. einen neu zu rammenden Dalben unter Abwägung aller Faktoren heute so stellen, daß er nach etwa 10 Jahren noch eine schiffahrtstechnisch ausreichende Höhenlage aufweist. Diese Überlegungen vorsorglicher Art sind bei allen Neuanlagen notwendig, um die kosten- tragenden Zechengesellschaften von sich wiederholenden unnötigen Kosten freizuhalten.

Die Möglichkeiten für die Durchführung von Wasserspiegelsenkungen sind in den einzelnen Haltungen des

Rhein-Herne-Kanals grundverschieden. So kann z.B. in einer anderen Haltung eine stark abgesunkene große Hafenanlage, die nur unter schwierigsten Umständen und sehr hohen Kosten aufgehöhht werden könnte, noch nicht durch eine Wasserspiegelsenkung gehoben werden, weil am anderen Ende dieser Haltung ein noch größerer Hafen über einer stark gestörten Zone gelegen bisher nicht nennenswert abgesunken ist. Da diese als Winkelstützmauer ausgebildete Kaimauer einen um 1,50 m wasserseitig vorspringenden Stahlbetonsporn besitzt, kann auch eine an sich schon kostspielige Sicherung der Mauer durch Spundwände nicht durchgeführt werden, ohne die Umschlagskapazität wesentlich zu vermindern. Der vorspringende Mauerfuß läßt die Rammung einer Sicherungsspundwand erst in 1,50 m Abstand von der aufgehenden Hafenanlage zu, wodurch die Reichweite der Verladekräne bereits derart eingeschränkt würde, daß eine Schiffsbreite für den Umschlag ausfällt. Nur eine sehr kostspielige Verlegung der Kranbahnen und sämtlicher Gleisanlagen würde ein Bestreichen der vorliegenden Kähne in dem früheren Umfang sicherstellen. Hieraus ergibt sich u.a. für Kaimauern im Bergsenkungsgebiet, daß

1. Winkelstützmauern mit vorkragendem Sporn fehl am Platze sind,

2. in weniger sinkenden Gebieten möglichst in Spundwandausführung so tief zu gründen sind, daß Baggerungen vor der Mauer zur Ermöglichung von Wasserspiegelsenkungen nach Bedarf durchgeführt werden können oder

3. in stark sinkenden Gebieten vorsorglich so stark ausgebildet werden, daß Aufhöhungen vorgenommen werden können und

4. Hafenanlagen — außer Spundwänden, die Zerrungen und Pressungen ohne Bedenken aufnehmen können — in einzelne biege- und bruchsichere Baublöcke aufzuteilen und die Kranschienen auf Querschwellen in Schotterbettung zu verlegen sind, weil sich im Krangleis wandernde Mulden und Horste bilden können.

In einer Senkungsmulde der gleichen Haltung liegt z.B. auch eine Eisenbahnbrücke, die wegen bereits zu steiler Rampenneigungen nicht mehr gehoben werden kann. Sowohl unter der erstgenannten Hafenanlage als auch unter dieser Brücke muß der Kohleabbau solange ausgesetzt werden, bis der über dem Ewald-Hannibal-Sprung gelegene Hafen durch Randeinwirkungen benachbarter Baue genügend zum Sinken gebracht worden ist, um weitere Wasserspiegelsenkungen in dieser Haltung zur Schaffung der erforderlichen Spielräume durchführen zu können.

So weist jede Haltung des Rhein-Herne-Kanals ihre Besonderheiten auf, die eine laufende Überwachung und sorgfältigste Lenkung der Abbau- und Ausgleichsmaßnahmen erfordern. Vor einer jeden Wasserspiegelsenkung sind daher umfangreiche Ermittlungen und Kostenvergleiche notwendig, um sicherzustellen, daß die Senkungsschäden auf technisch einwandfreie und wirtschaftlich günstigste Weise ausgeglichen werden können.

In engstem Zusammenhang mit der zunehmenden Tendenz, die wachsenden Bergschäden wirtschaftlicher durch Wasserspiegelsenkungen auszugleichen, steht die Frage der Kanalspeisung. Durch die in ihren Ausmaßen sehr unterschiedlichen und in der Zeitfolge voneinander stark abweichenden Wasserspiegelsenkungen in den einzelnen Haltungen werden die Gefälle an den Schleusen, die 1914 mit Ausnahme der Endschleusen I und VII gleichmäßig 5,00 m betragen, laufend verändert und liegen heute bereits zwischen 3,70 m (Schleuse II) und 7,90 m (Schleuse VII). Hierdurch werden für die Wasserversorgung neue, mit der Zeit schwerwiegende Probleme aufgeworfen, die hier im einzelnen nicht behandelt werden sollen. Es sei lediglich an dieser Stelle auf die bereits bestehenden Schwierigkeiten in der Haltung VI—VII hin-

gewiesen; infolge der Ausgleichsmaßnahmen unterhalb der Schleusengruppe VII und der Erhaltung des Wasserspiegels in der Scheitelhaltung, der aus früher schon genannten Gründen nicht abgesenkt werden kann, ist heute das Gefälle an der Schleuse VII mit rd. 8 m doppelt so groß wie das Gefälle an der Schleuse VI von rd. 4 m, was zur Folge hat, daß die von Schleuse VII abgeschleusten großen Wassermengen wegen starker Verzögerung bei der Abgabe durch die Schleuse VI einen bis zu 70 cm reichenden Überstau in der nur rd. 1,5 km langen Haltung VI—VII hervorrufen können. Um einerseits vorzeitige kostspielige Aufhöhungsmaßnahmen und andererseits Betriebsstörungen an der Schleusengruppe VI zu vermeiden, soll hier zur Regulierung des Wasserstandes eine Entlastungsanlage in dem Trenndamm zwischen den beiden Schleusenkammern eingebaut werden. Im übrigen wird der unterschiedliche Wasserverbrauch der Haltungen durch Abgabe von Freiwasser vornehmlich nach Betriebschluß reguliert, wobei der durch stärkeren Verkehr in den unteren Haltungen bedingte größere Wasserbedarf wegen der geringeren Gefälle an den Schleusen II und III z.Z. noch annähernd ausgeglichen werden kann.

D. Weitere Planungen für den künftigen Senkungsausgleich.

Abschließend soll hier noch auf zwei weitere im unteren Bereich des Rhein-Herne-Kanals gegebene Möglichkeiten für einen Senkungsausgleich kurz hingewiesen werden, die nach Vorschlägen des Verfassers als umfassende Sondermaßnahmen seit etwa zwei Jahren mit den beteiligten Bergwerken bearbeitet werden und deren Planungen nunmehr vor dem Abschluß stehen.

Die eine Maßnahme betrifft den hochwasserfreien Ausbau der Haltung I—II des Rhein-Herne-Kanals. Die in diesem Kanalabschnitt bis etwa 1975 zu erwartenden Bergsenkungen sollen nicht mehr durch Hebung der Brücken, Aufhöhung der Dämme, Uferdeckwerke usw. oder durch Wasserspiegelsenkungen in der sonst üblichen Art und Weise ausgeglichen werden, sondern dadurch, daß das Rhein- und Ruhrhochwasser von der Haltung I—II ferngehalten wird. Damit kann der Wasserstand dieser Haltung durchgehend auch zu Hochwasserzeiten auf dem Normalstau von NN + 25 m gehalten werden und auch der für die Durchfahrtshöhen der Brücken, Höhenlage der Uferdeckwerke usw. bisher maßgebende höchste schiffbare Wasserstand von NN + 27,00 m nicht mehr eintreten. Das bedeutet, daß sämtliche Brücken und sonstigen Anlagen dieser Haltung, soweit sie nicht noch als H.-W.-Schutzdeiche das Ruhrhochwasser kehren müssen, um 2,00 m ($27,00 - 25,00$) tiefer absinken können, ohne daß kostspielige Umbauten erforderlich werden. Während für die normale Bergschädenbeseitigung in dieser Haltung bis 1975 rd. 10 Mio. DM aufzuwenden wären, wobei die durch 9 umfangreiche Brückenhebungen und deren weit ins Hinterland reichende Auswirkungen bedingten Betriebsschwernisse noch nicht einmal erfaßt sind, erfordert die geplante Hochwasserabsperzung nur etwa 50 % dieser Kosten für folgende Ersatzmaßnahmen:

1. Einbau eines Hochwasser-Sperrttores am nordöstlichen Abzweig des Verbindungskanals zur Ruhrwasserstraße — der sogenannten II. Mündung des Rhein-Herne-Kanals — sowie Anschluß der bereits bestehenden, aber noch zu Hochwasser-Schutzdeichen auszubauenden Hochwasser-Leitdämme an die Widerlager des Hochwasser-Sperrttores.

2. Errichtung eines Pumpwerkes im Anschluß an das nordwestliche Widerlager des Sperrtores, um das Schleusungswasser, das bei höheren Rheinwasserständen sowohl von der Schleuse II als auch von der Schleuse I der Haltung I—II zufließt und den Stau wieder erhöhen würde, laufend zur Ruhr überzupumpen.

3. Umbau der Schiebetore der Schleuse I zur Kehrung höherer Rheinwasserstände im Hafenkanal.

4. Deich- und Ufersicherungen entsprechend dem weiteren Sinken des Geländes durch den Bergbau der beteiligten Zechen.

5. U. U. der spätere Bau eines weiteren Hochwasser-Sperrtores für die Abriegelung des geplanten 2. Verbindungskanals an der Kreuzungsstelle mit dem Hochwasser-Schutzdeich, sofern bzw. sobald die Erbauung des neuen Verbindungskanals in der auf Abb. 30 gestrichelt dargestellten

wasserstände des Rheins für gleiche Abladetiefe der Kanalschiffahrt in den nächsten 40—50 Jahren erhalten wird. Hierdurch werden bei entsprechender Beteiligung der Interessenten an dem gemeinsamen Werk u. a. der Häfen AG. für eine Sicherung und Vertiefung der Hafenbecken und der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung für einen Um- bzw. Neubau der Schleuse I und Ruhrschleuse höhere Kostenaufwendungen erspart sowie den Bergwerken ein wirtschaftlicher Abbau der hier anstehenden Kohle erst ermöglicht, die sonst der Volkswirtschaft als

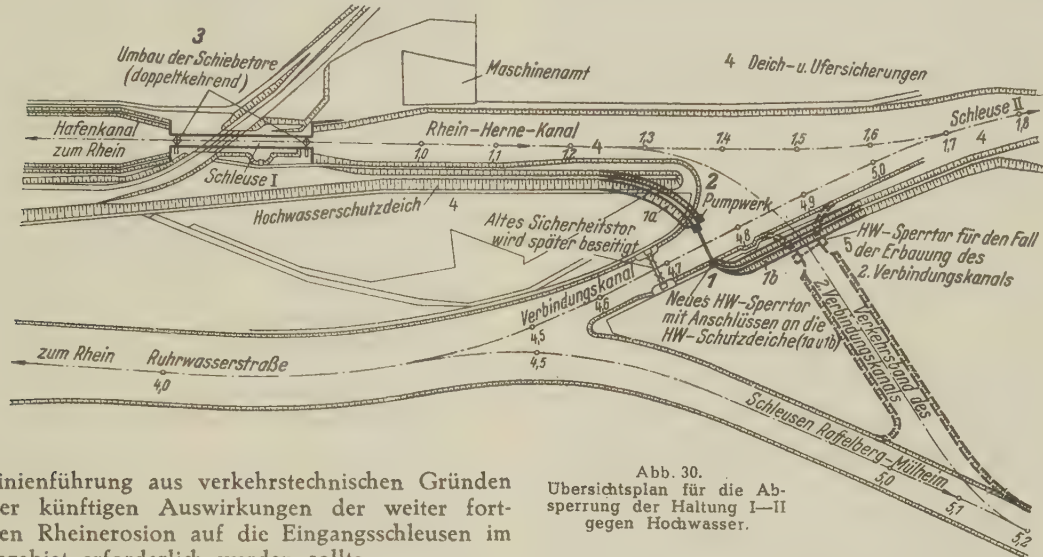


Abb. 30.
Übersichtsplan für die Ab-
sperrung der Haltung I—II
gegen Hochwasser.

stellten Linienführung aus verkehrstechnischen Gründen infolge der künftigen Auswirkungen der weiter fortschreitenden Rheinerosion auf die Eingangsschleusen im Mündungsgebiet erforderlich werden sollte.

Eine Übersicht über Lage und Anordnung der wichtigsten Maßnahmen für den hochwasserfreien Ausbau der Haltung I—II zeigt Abb. 30.

Durch eine weitere Sondermaßnahme soll — neben den bleibenden Arbeiten zur Behebung der Bergschäden — ein umfangreiches Projekt verwirklicht werden, nämlich mit Hilfe des Bergbaues der i. M. um 4,2 cm/Jahr fortschreitenden Rheinerosionen wirksam zu begegnen. Nach dem in gemeinsamer Arbeit mit dem beteiligten Bergwerk, der Duisburg-Ruhrorter Häfen AG. und der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung aufgestellten Plan sollen nunmehr durch einen gelenkten Kohleabbau unter dem Mündungsgebiet von Kanal und Ruhr die Eingangsschleusen mit den benachbarten Hafenbecken so tief abgesenkt werden, daß deren betriebssicherer Anschluß an die mit der Sohlenvertiefung weiter absinkenden Niedrig-

wertvoller Rohstoff verlorengehen würde. Auf die Einzelmaßnahmen dieses Projektes näher einzugehen, soll einer späteren Veröffentlichung vorbehalten bleiben.

Vorstehende Ausführungen, die im Gesamtrahmen der Bergschädenbeseitigung am Rhein-Herne-Kanal nur kurze Hinweise darstellen können, mögen dennoch erkennen lassen, welch umfangreiche zusätzliche Aufgaben die Verwaltung eines Kanals im Bergsenkungsgebiet zu lösen hat und von welcher großer Bedeutung es dabei ist, in laufender enger Zusammenarbeit mit den unter dem Kanal abbaureibenden Bergwerken sicherzustellen, daß durch Lenkung des Kohleabbaues und Abstimmung der Ausgleichsmaßnahmen für die Erhaltung der vollen Verkehrssicherheit auf dem Kanal der größtmögliche wirtschaftliche Nutzen im Interesse aller Beteiligten erzielt wird.

Beitrag zur Kriechberechnung vorgespannter Stahlbetonbauteile.

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Berlin.

Inhalt: Es werden die theoretischen Grundlagen von Kriechberechnungen, wie sie der Verfasser für Vorspannung ohne Verbund 1939 gebracht hat [1] für Vorspannung ohne, mit und mit nachträglichem Verbund unter besonderer Berücksichtigung der Dauerlastgegenwirkungen behandelt. Zahlenbeispiel.

I. Vorbemerkung.

Zur Berechnung der Spannungsverluste in vorgespannten Stahlbetonbauteilen infolge von Kriechen und Schwinden des Betons, welche in DIN 4227 [2] vorgeschrieben ist, wird die Kenntnis des im gegebenen Fall angewandten Spanverfahrens erforderlich. Je nach der Methode, mit welcher die Vorspannkraft aus dem Stahl als Überlagerungsdruck in den Beton geleitet wird, werden verschiedene Vorspannarten unterschieden:

1. Vorspannung mit Verbund. Die Stahlstäbe werden mittels einer Spannvorrichtung gegen besondere Widerlager (Spannbett) gespannt, im gedehnten Zustand gleichzeitig mit dem Stahlbetonträger einbetoniert und nach ausreichender Erhärtung des Betons durch

Lösen der Spannvorrichtung wieder entlastet. Durch die hierbei entstehende, elastische Verkürzung der Stahlstäbe, mit welcher ein sofortiger elastischer Spannkraftverlust verbunden ist, wird die so verminderte Kraft durch den Verbund zwischen Stahl und Beton als Überlagerungsdruck in das Tragglied eingeleitet.

2. Vorspannung ohne Verbund. Die Stahlstäbe werden außerhalb oder durch Kanäle des fertig betonierten, erhärteten Stahlbetonträgers geführt, gegen den Träger, der das Spannbett ersetzt, gespannt und die Spannvorrichtung nach dem Festkeilen der Stäbe oder Vergießen ihrer Ankerplatten entlastet. Da der Stahlbetonträger seinen Überlagerungsdruck unmittelbar beim Spannen durch die Spannvorrichtung erhält, tritt im Gegensatz zu 1. als kennzeichnender Unterschied kein

träglichem Verbund geltenden Formeln, in welchen stets H_v einzusetzen ist, hergestellt.

II. Aufstellung der Gleichungen für die Spannkraftverluste.

Der als Dauerlast wirkende Überlagerungsdruck H_v geht mit der Zeit teilweise verloren. Das während der Vorspannung vorhandene Eigengewicht sowie die später nach der Vorspannung aufgetragenen Dauerlasten erwecken in den Vorspanngliedern neben den augenblicklichen elastischen Spannkraften mit der Zeit Gegenwirkungen, welche die obengenannten Verluste beeinflussen. Im allgemeinen werden die Spannkraftverluste durch die ständigen Lasten teilweise wieder aufgeholt. Diese günstigen Wirkungen sind jedoch unter sonst gleichen Umständen verschieden groß, je nachdem die Dauerlasten während der Vorspannung auf das noch nicht geschlossene oder nach der Vorspannung auf das geschlossene System aufgebracht werden. Später aufgetragene Lasten verursachen geringere Gegenwirkungen als Dauerlasten, welche bei der Vorspannung und gleichzeitigen Ausrüstung des Tragwerkes zur Wirkung kommen. Der Unterschied kann unter Umständen 10 bis 30 % und mehr betragen.

Demgemäß werden die Eigengewichte und längere Zeit wirkende Nutzlasten für die Kriechberechnung in drei Gruppen unterteilt:

Ständige Lasten, welche während der Vorspannung auf das Tragwerk wirken,

ständige Lasten, welche nach der Vorspannung auf das geschlossene System wirken. Diese müssen noch entsprechend ihrem zeitlichen Entstehen weiter aufgliedert werden.

Das Schwinden des Betons, welches als veränderliche ständige Belastung aufzufassen ist.

1. **Vorspannung und gleichzeitig wirkende Dauerlasten.** Wird durch die Vorspannung unter gleichzeitiger Wirkung von ständigen Lasten die Vorspannkraft

$$H_v = H_{III} = \frac{\delta_m}{\delta_a} \quad (4)$$

eingeleitet, wobei δ_m das Belastungsglied der ständigen Lasten bedeutet (Abb. 2), so entsteht in den Vorspannstäben, wenn von Schwindwirkungen abgesehen wird, kein Spannungsverlust durch Kriechen des Betons.

Wird $H_v < H_{III}$ eingetragen, dann wird durch Kriechen allein ein Spannungszuwachs, bei $H_v > H_{III}$ ein Spannungsverlust verursacht. Ist

$H_v = 0$, so entsteht mit der Zeit in der, in diesem Fall sinngemäß nicht vorgespannten, schlaffen Bewehrung eine Zunahme der Stahlspannung. Es findet, wie bekannt, im Stahlbetonträger unter Eigenlastwirkung durch Kriechen des Betons eine Umlagerung der Zugspannungen aus dem Beton auf die Bewehrung statt.

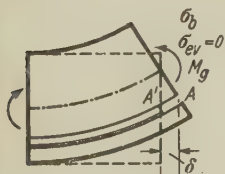


Abb. 2. Belastungsglied δ_m für ständige Last.

Die Tatsache, daß $\Delta H_v = 0$ wird, wenn mit $H_v = H_{III}$ vorgespannt wird, bildet die Grundlage für die Kriechberechnung des Belastungsfalles 1.

Denkt man sich die ständige Last auf das Tragglied ohne Verbund zwischen Vorspannstäben und Beton oder z. B. bei Vorspannung ohne Verbund auf einen unterspannten Balken mit durchschnittenem Zugband wirkend, so entsteht die elastische Verschiebung δ_m des Schnitthufern A (Abb. 2). In der Zeit t wird diese Verschiebung $(1 + \varphi_t)$ mal so groß, wenn unter φ_t die Kriechzahl, das ist das Verhältnis der plastischen Verformung unter einer Dauerlast durch Kriechen, zur elastischen Verformung unter derselben Last verstanden wird. Wirkt auf das Schnitthufern A des oben gekennzeichneten Systems die Vorspannkraft H_{III} , so entsteht die elastische Verschie-

bung $H_{III} \cdot \delta_a$. In der Zeit t wird auch diese Verschiebung $(1 + \varphi_t)$ mal so groß. Beide Verschiebungen wachsen mit der Zeit im gleichen Verhältnis, so daß bei Wirkung der Eigenlast und H_{III} ein vollkommener Ausgleich erfolgt und das Schnitthufern A unabhängig von der Zeit dauernd in Ruhe bleibt. Wirkt H_{III} beim Einleiten der Vorspannung auf das Schnitthufern A' des Stahles, so entsteht wohl eine elastische Verlängerung $H_{III} \cdot \Delta z$, sie wird jedoch von der Spannvorrichtung aufgenommen, so daß beim Schließen nach der Vorspannung der Verbindungspunkt zwischen Vorspannstab und Beton an die Stelle A zu liegen kommt. Wird vom Kriechen des Stahles abgesehen, dann bleibt der Auflagerpunkt dauernd in Ruhe, eine Spannkraftänderung tritt nicht ein.

Wird eine beliebige Vorspannkraft $H_v \geq H_{III}$ eingetragen, so kann man sich H_v in die Einzelkräfte $H_v = H_{II} + H_{III}$ zerlegt denken. Die Spannkraft H_{III} und die Eigenlast bilden ein Gleichgewichtssystem, das nach Vorstehendem, von der Zeit unabhängig, also unveränderlich ist und daher bei der Kriechberechnung weiter nicht mehr berücksichtigt zu werden braucht. Es bleibt dann nur die Kraft

$$H_{II} = H_v - H_{III} \quad (5)$$

als Störung und Zwängung in dem gewichtslos gedachten System zurück. Für diese Störung H_{II} allein ist die Kriechberechnung im Falle 1. durchzuführen. Das Tragwerk befindet sich, im Gegensatz zu dem Zustand bei Belastungen, welche nach der Vorspannung aufgebracht werden, in einem inneren Spannungszustand. Dieser kennzeichnende Unterschied hat zur Folge, daß die Gegenwirkungen der ständigen Lasten auf die Vorspannungsverluste, wie die folgende Berechnung zeigt, für Lasten während der Vorspannung im Verhältnis $1/(1 - b)$ größer sind als bei Dauerlasten, welche nach der Vorspannung aufgebracht werden.

Da durch die Dauerlast H_{II} , welche auf das Schnitthufern A des Betons wirkend gedacht ist, in der Zeit t eine Verformung $H_{II} \cdot \varphi_t \cdot \delta_a$ verursacht wird, muß, um die Schnitthufern wieder zusammenzuführen, eine Änderung der Spannkraft ΔH_{II} eintreten. Unmittelbar nach dem Schließen des Zugbandes ist die Bedingung

$$H_{II} \cdot (\delta_a + \Delta z) = 0 \quad (6)$$

erfüllt, sie muß auch weiterhin in jedem beliebigen Zeitpunkt nach der Vorspannung erfüllt sein, wenn auf das System die unveränderliche Kraft H_{II} und die mit der Zeit veränderliche Last ΔH_{II} einwirken. Für eine vom Zeitpunkt t_1 bis t wirkende unveränderliche Last ist mit einer Kriechzahl [3] zu rechnen von:

$$\varphi_t - t = \varphi_t - \varphi_{t_1} \quad (7)$$

Die Bedingungsgleichung muß, wie oben erwähnt, stets erfüllt sein. Es muß daher auch ihre Änderung in der Zeitspanne dt verschwinden. Diese Änderung folgt aus nachstehender Betrachtung. Im Zeitpunkt t wirken im System (Abb. 4a): H_{II} als unveränderliche Dauerlast, $\Delta H_{II,t}$ ebenfalls als unveränderliche Dauerlast in der Zeitspanne dt und ihre Änderung $d\Delta H_{II,t}$ als neu aufgekommene Augenblicksbelastung. Der Einfluß durch Kriechen ist bei dieser Last von höherer Ordnung und wird vernachlässigt. Wirken die Dauerlasten vom Zeitpunkt t an bis $t + dt$, so folgt die Änderung der Verschiebung in der Zeit dt infolge Kriechens (Abb. 3):

$$H_{II} \cdot \delta_a \cdot d\varphi_t + \Delta H_{II,t} \cdot \delta_a \cdot d\varphi_t.$$

Die Augenblicksbelastung bewirkt in der Zeit dt keine Kriechverformung, sondern nur die Federung $d\Delta H_{II,t} \cdot (\delta_a + \Delta z)$. Die gesamte in der Zeit dt entstandene Zustandsänderung beträgt demnach, wenn durch $(\delta_a + \Delta z)$ dividiert und b aus Gl. (3) eingeführt wird:

$$d\Delta H_{II,t} + b \cdot I_{II,t} \cdot d\varphi_t + b \cdot II_{II} \cdot d\varphi_t = 0.$$

Die Differentialgleichung ist also

$$\frac{d \Delta H_{II t}}{b(\bar{H}_{II} + \Delta H_{II t})} = -d\varphi_t.$$

Die Lösungsfunktion lautet, wenn vorübergehend $\Delta H_{II t} = x$ und $b \cdot \bar{H}_{II} = a$ gesetzt wird:

$$\frac{1}{b} \cdot \ln(a + bx) = -\varphi_t + C,$$

wobei C aus der Bedingung $\varphi_{t_0} = 0$ und $\Delta H_{II t_0} = 0$ für den Ausgangspunkt mit $C = \frac{1}{b} \cdot \ln a$ folgt. Die Auswertung liefert ([1] S. 189, Gl. (14a))

$$\Delta H_{II} = -(1 - e^{-b\varphi}) \cdot \bar{H}_{II},$$

wobei φ das Endkriechmaß bedeutet. Dieses gilt nach

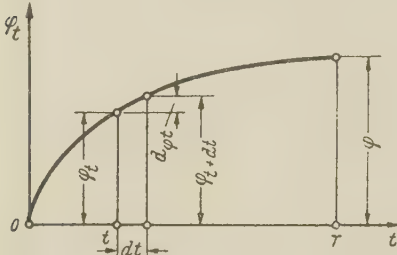


Abb. 3. Schaulinie der Kriechmaße φ_t, t .

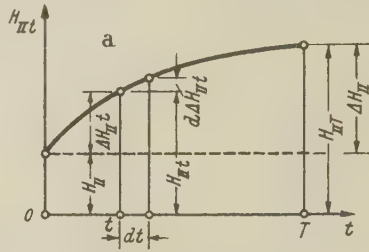


Abb. 4a. Schaulinie der Spannkraftänderung $\Delta H_{II t}, t$.

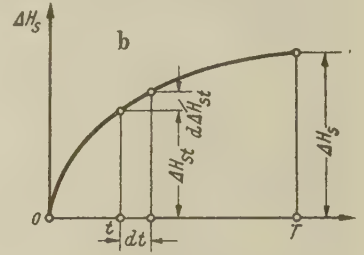


Abb. 4b. Schaulinie der Spannkraftänderung $\Delta H_{St}, t$.

Tabelle V der Richtlinien [2] für unbewehrten Beton; der bei der Vorspannung 75% seiner Endfestigkeit erreicht hat. Für früher oder später belasteten Beton ist φ noch mit einem Festwert k und für Beton, welcher außer den Vorspannstäben noch eine schlaife Bewehrung erhält, mit $(1-\alpha)$ zu multiplizieren, da durch die schlaife Bewehrung das Kriechmaß vermindert wird. Über den Festwert $(1-\alpha)$ wird unter 4. berichtet. Wird

$$\varphi = (1-\alpha) \cdot k \cdot \varphi, \quad (8)$$

H_{II} aus Gl. (5) und H_{III} aus Gl. (4) eingesetzt, so beträgt der Spannungsverlust am Ende der Kriechzeit

$$\Delta H_v = \Delta H_{II} = -(1 - e^{-b\varphi}) \cdot \left(H_v - \frac{\delta_m}{\delta_a} \right). \quad (9)$$

Die Gegenwirkung der bei der Vorspannung wirkenden ständigen Lasten, welche in obiger Gleichung eingegriffen ist, ist

$$\Delta H_{v g_1} = + (1 - e^{-b\varphi}) \cdot \frac{\delta_m}{\delta_a}. \quad (9a)$$

2. Dauerbelastungen nach der Vorspannung. Während bei der Vorspannung die Kraft H_v willkürlich in das System geleitet wird, verursacht eine Dauerbelastung des nach der Vorspannung geschlossenen Systems in den Vorspannstäben die statisch unbestimmte innere Reaktionskraft H_1 . Demgemäß erscheint in der Elastizitätsgleichung des Ausgangszustandes das Belastungsglied δ_m (Abb. 5)

$$H_1 \cdot (\delta_a + \Delta z) + \delta_m = 0. \quad (10a)$$

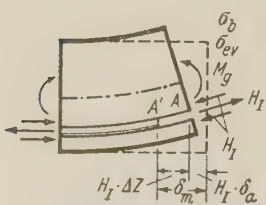


Abb. 5. Darstellung der Gleichung (10a)

änderung wie folgt angeschrieben werden, wenn im letzten Glied der Wert H_1 aus Gl. (10a) berücksichtigt und die beiden letzten Glieder zusammengezogen werden.

$$d \Delta H_{I t} + b \cdot \Delta H_{I t} \cdot d\varphi_t - (1-b) \cdot H_1 \cdot d\varphi_t = 0.$$

In ähnlicher Weise wie in Abschnitt 1. findet man für das Ende der Kriechzeit einen Spannungszuwachs ([1] S. 187 Gl. (6a))

$$\Delta H_I = -(1 - e^{-b\varphi}) \cdot \bar{H},$$

wobei

$$\bar{H} = - \frac{\Delta z}{\delta_a} \cdot H_1 = - \frac{\Delta z}{\delta_a} \cdot \frac{\delta_m}{\delta_a + \Delta z} = (1-b) \cdot \frac{\delta_m}{\delta_a}.$$

Damit ergibt sich die Gegenwirkung ΔH_I durch Dauerlasten nach der Vorspannung mit:

$$\Delta H_I = (1-b) \cdot (1 - e^{-b\varphi}) \cdot \frac{\delta_m}{\delta_a}. \quad (10)$$

Sie ist, da $1-b < 1$ ist, geringer als bei Lasten, welche während der Vorspannung zur Wirkung kommen.

3. Schwinden des Betons. Die Vorspannstäbe hindern den Beton an seiner Verkürzung bei der Austrocknung (Schwinden). Hierdurch wird in den Stäben und in gleicher Größe im Beton eine von Null auf den Endwert ΔH_s anwachsende, mit der Zeit veränderliche Dauerbelastung des Betons und Stahles wachgerufen. Im Stahl treten Druck-, im Beton Zugspannungen auf. Ohne Berücksichtigung des Kriechens besteht (Abb. 6)

$$\Delta H_s \cdot (\delta_a + \Delta z) + \delta_s = 0, \quad (11a)$$

wobei für das Belastungsglied bei Vorspannung mit und mit nachträglichem Verbund $\delta_s = \alpha_t \cdot \Delta T_s$ zu setzen ist. Bei Vorspannung ohne Verbund ist anstatt mit δ_s mit $\delta_s \cdot l$ zu rechnen.

Wird das Kriechen des Betons berücksichtigt, so vergrößert sich mit der Zeit der Festwert δ_a , der Spannkraftverlust wird kleiner. Durch Kriechen des Betons werden

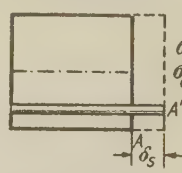


Abb. 6a. Belastungsglied δ_s .

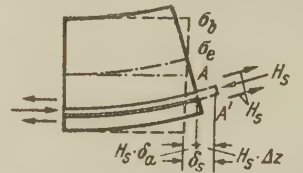


Abb. 6b. Darstellung der Gl. (11a).

die Schwindspannungen erheblich vermindert. Unter Voraussetzung ähnlichen zeitlichen Verlaufes der Kriech- und Schwindwirkungen wird:

$$\delta_s = \frac{\alpha_t \cdot \Delta T_s}{\varphi} \cdot \varphi_t = v \cdot \varphi_t,$$

wobei φ das Endkriechmaß und $\alpha_t \cdot \Delta T_s$ das Endschwindmaß bedeuten [4]. Wenn beachtet wird, daß ΔH_{St} den Wert des Spannkraftverlustes ΔH_s durch Schwinden im Zeitpunkt t darstellt, der während der Kriechzeit allmählich entsteht und als veränderliche Dauerlast aufzufassen ist und wenn, wie unter 1. umgeformt wird (Abb. 4 b), so findet man die zum Zeitpunkt t gehörige, in der Zeitspanne dt erfolgte Zustandsänderung mit:

$$d \cdot \Delta H_{St} + b \cdot \Delta H_{St} \cdot d\varphi_t + \frac{\delta_s}{\delta_a + \Delta z} \cdot \frac{d\varphi_t}{\varphi} = 0.$$

Der Spannkraftverlust ΔH_s am Ende der Kriechzeit ergibt sich in ähnlicher Weise wie unter 1. mit Berück

sichtigung des Betonalters bei der Vorspannung und der Schwindbehinderung durch die schlaffe Bewehrung nach Gl. (8) ([1] S. 204 Gl. (31 a))

$$\Delta H_s = - \frac{(1 - e^{-b\bar{\varphi}})}{\varphi} \cdot \Delta H_{s0} \quad \text{mit} \quad \Delta H_{s0} = \frac{\delta_s}{\delta_a}$$

wird:

$$\Delta H_s = - \frac{(1 - e^{-b\bar{\varphi}})}{\varphi} \cdot \frac{\delta_s}{\delta_a} \quad (11)$$

$$\delta_s = (1 - \alpha) \cdot k \cdot \alpha_t \cdot \Delta T_s \quad (12)$$

bei Vorspannung mit und mit nachträglichem Verbund,

$$\delta_s = (1 - \alpha) \cdot k \cdot \alpha_t \cdot \Delta T_s \cdot l \quad (12a)$$

bei Vorspannung ohne Verbund.

Den Richtlinien entsprechend sind bei Vorspannung mit Verbund andere Schwindmaße $\alpha_t \cdot \Delta T_s$ einzusetzen als bei Vorspannung ohne Verbund. Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund gelten, da der Beton bei der Entlastung der Spannvorrichtung erhärtet ist, die Schwindmaße für Vorspannung ohne Verbund. $(1 - \alpha)$ bedeutet den Abminderungsbeiwert des Schwindmaßes.

4. Schwind- und Kriechbehinderung durch schlaffe Bewehrungen. Die von einer gleichmäßig über den Querschnitt verteilten schlaffen Bewehrung behinderte Schwindverkürzung $(1 - \alpha) \cdot \delta_s$ ergibt sich aus der von ΔH_s verursachten Stahlstauchung [4]. Der im Stahl herrschende Druck folgt sinngemäß nach Gl. (3) aus Gl. (11). Daraus errechnet sich der Abminderungsbeiwert des Schwindmaßes mit:

$$(1 - \alpha) = \frac{1}{\varphi \cdot n \cdot \mu} \cdot (1 - e^{-b\bar{\varphi}}) \quad (13)$$

Mit $\delta_a = \frac{1}{E_b F_b}$ und $\Delta z = \frac{1}{E_e F_e}$ folgt nach Gl. (3)

$$\bar{b} = \frac{n \cdot \mu}{1 + n \cdot \mu} \quad (14)$$

wobei $n = \frac{E_e}{E_b}$ und $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ bedeuten. Unter F_e ist die Querschnittsfläche der schlaffen Bewehrung, unter F_b die reine Betonquerschnittsfläche zu verstehen. Wie leicht gezeigt werden kann gilt für den Abminderungsbeiwert der Kriechzahl der gleiche Wert. Die Werte gelten auch für Biegebeanspruchungen, wenn, wie hier vorausgesetzt wurde, die schlaffe Bewehrung gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist.

In der Tabelle 1 sind für $n = 3, 4, 5$ u. 6 die Werte $(1 - \alpha)$ für verschiedene Kriechzahlen φ und Bewehrungsanteile μ berechnet.

Tabelle 1. Abminderungsbeiwerte $(1 - \alpha)$ der Kriech- und Schwindmaße infolge Behinderung durch schlaffe Bewehrung für verschiedene Bewehrungsanteile μ , Kriechzahlen φ und n -Werte.
(Schlaffe Bewehrung gleichmäßig über den Querschnitt verteilt).

n = 3								n = 4							
$\mu \backslash \varphi$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	
0,0010	0,997	0,996	0,994	0,992	0,990	0,989	0,988	0,993	0,993	0,992	0,991	0,990	0,989	0,988	
0,0025	0,993	0,990	0,989	0,987	0,985	0,983	0,980	0,986	0,982	0,980	0,978	0,975	0,973	0,969	
0,0050	0,979	0,977	0,974	0,971	0,968	0,961	0,955	0,974	0,970	0,964	0,960	0,955	0,950	0,941	
0,0100	0,960	0,954	0,947	0,939	0,933	0,926	0,914	0,950	0,941	0,932	0,923	0,914	0,905	0,890	
0,0200	0,930	0,919	0,905	0,894	0,880	0,870	0,845	0,910	0,890	0,875	0,860	0,844	0,829	0,800	

n = 5								n = 6							
$\mu \backslash \varphi$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	
0,0010	0,992	0,992	0,990	0,990	0,989	0,987	0,985	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	0,980	0,978	
0,0025	0,978	0,976	0,973	0,970	0,965	0,963	0,958	0,981	0,979	0,974	0,970	0,966	0,961	0,955	
0,0050	0,970	0,964	0,959	0,953	0,948	0,942	0,930	0,960	0,953	0,949	0,939	0,932	0,925	0,913	
0,0100	0,938	0,926	0,916	0,905	0,894	0,884	0,864	0,931	0,918	0,904	0,894	0,881	0,869	0,845	
0,0200	0,887	0,867	0,848	0,830	0,812	0,794	0,761	0,867	0,845	0,822	0,801	0,782	0,758	0,723	

III. Zusammenfassung und Anwendungsbeispiel.

Die gesamte Spannkraftänderung ΔH_v für die vorstehend behandelten Belastungsfälle ergibt sich, wenn Verluste negativ eingeführt werden und die nach der Entlastung der Spannvorrichtung auf das Tragglied wirkende Vorspannkraft mit H_v bezeichnet wird:

$$\Delta H_v = - (1 - e^{-b\bar{\varphi}_1}) \cdot \left(H_v - \frac{\delta_{m1}}{\delta_a} \right) + (1 - b) \cdot (1 - e^{-b\bar{\varphi}_2}) \cdot \frac{\delta_{m2}}{\delta_a} - \frac{(1 - e^{-b\bar{\varphi}_1})}{\varphi} \cdot \frac{\delta_s}{\delta_a} \quad (15)$$

Die Gl. gilt sowohl für Vorspannung ohne als auch mit und mit nachträglichem Verbund. Bei Vorspannung mit Verbund ist H_v aus der gegebenen Spannbettkraft H_{v0} nach Gl. (2 b) zunächst zu berechnen. Der elastische Spannkraftverlust $H_{v0} - H_v$ ist bei Vorspannung mit Verbund in obiger Gl. (15) nicht enthalten. Er ergibt sich aus dem gegebenen Wert H_{v0} mit:

$$\Delta H_{v0} = b \cdot H_{v0} \quad (16)$$

Das erste Glied obiger Gleichung gilt für den Lastfall Vorspannung und gleichzeitig wirkende Dauerlasten. Demgemäß sind die Kriechzahlen $\bar{\varphi}_1$ entsprechend der Kriechzeit und dem Alter des Betons bei der Vorspannung und die Belastungsglieder δ_{m1} der bei der Vorspannung zur Wirkung kommenden Dauerlasten g_1 gemäß einzusetzen.

Das zweite Glied gilt für Dauerlasten g_2 bzw. p , welche nach der Vorspannung auf das geschlossene System aufgebracht werden. Entsprechend ihrem zeitlichen Entstehen müssen diese Lasten noch weiter aufgegliedert und die zugehörigen Kriechzahlen $\bar{\varphi}_2$ und Belastungsglieder δ_{m2} berechnet werden.

Das dritte Glied bedeutet den Spannkraftverlust durch Schwinden, wobei zu beachten ist, daß δ_s bei Vorspannung mit und mit nachträglichem Verbund nach Gl. (12), bei Vorspannung ohne Verbund nach Gl. (12 a) einzusetzen ist.

Zu beachten ist, daß sich die Kriechberechnung bei Vorspannung mit und mit nachträglichem Verbund auf einzelne Trägerquerschnitte bezieht, bei Vorspannung ohne Verbund auf den betrachteten Zug- bzw. Druckgurt des Systems. Die Werte $(1 - e^{-b\bar{\varphi}})$ sind in der Tabelle 2 zusammengestellt.

Zahlenbeispiel. Freiaufliegende Balkenbrücke $l = 42,00$ m (Vorspannung mit nachträglichem Verbund), Vorspannstahl, Bündelbewehrung aus St. 165 (System B.

Tabelle 2. Werte $1 - e^{-n}$

Zeile	$n = b \cdot \bar{\varphi}$								
	n	$1 - e^{-n}$	$\frac{\Delta(1 - e^{-n})}{\Delta n}$	n	$1 - e^{-n}$	$\frac{\Delta(1 - e^{-n})}{\Delta n}$	n	$1 - e^{-n}$	$\frac{\Delta(1 - e^{-n})}{\Delta n}$
1	0,0000	0,000 00	0,988	0,60	0,451 20	0,534	2,1	0,878 10	0,1070
2	0,025	0,024 70	0,972	0,65	0,477 90	0,510	2,2	0,888 80	0,1090
3	0,050	0,049 00	0,930	0,70	0,503 40	0,502	2,3	0,899 76	0,0924
4	0,075	0,072 26	0,910	0,75	0,528 50	0,450	2,4	0,909 00	0,0900
5	0,100	0,095 00	0,900	0,80	0,551 00	0,430	2,5	0,918 00	0,0760
6	0,125	0,117 50	0,872	0,85	0,572 50	0,418	2,6	0,925 60	0,0710
7	0,150	0,139 30	0,848	0,90	0,593 40	0,392	2,7	0,932 70	0,0640
8	0,175	0,160 50	0,832	0,95	0,613 00	0,382	2,8	0,939 10	0,0588
9	0,200	0,181 36	0,808	1,00	0,632 10	0,357	2,9	0,944 98	0,0522
10	0,225	0,201 50	0,780	1,05	0,649 95	0,341	3,0	0,950 20	0,0475
11	0,250	0,221 00	0,776	1,10	0,667 00	0,327	3,1	0,954 95	0,0425
12	0,275	0,240 40	0,774	1,15	0,683 36	0,309	3,2	0,959 20	0,0396
13	0,300	0,259 00	0,740	1,20	0,698 80	0,294	3,3	0,963 16	0,0364
14	0,325	0,277 50	0,720	1,25	0,713 50	0,272	3,4	0,966 80	0,0305
15	0,350	0,295 50	0,688	1,30	0,727 10	0,268	3,5	0,969 85	0,0295
16	0,375	0,312 70	0,680	1,35	0,740 50	0,258	3,6	0,972 80	0,0240
17	0,400	0,329 70	0,662	1,40	0,753 40	0,240	3,8	0,977 60	0,0200
18	0,425	0,346 25	0,650	1,50	0,777 00	0,211	4,0	0,981 60	0,0146
19	0,450	0,362 50	0,624	1,60	0,798 10	0,189	4,5	0,988 89	0,0088
20	0,475	0,378 10	0,616	1,70	0,817 00	0,177	5,0	0,993 30	0,0052
21	0,500	0,393 50	0,596	1,80	0,834 70	0,153	5,5	0,995 91	0,0032
22	0,525	0,408 40	0,584	1,90	0,850 00	0,147	6,0	0,997 50	0,0011
23	0,550	0,423 00	0,564	2,00	0,864 70	0,134	8,0	0,999 70	
24	0,600	0,451 20		2,10	0,878 10			1,000 00	

u. M.). Die folgend errechneten Spannkraftverluste beziehen sich auf den Querschnitt in Brückenmitte.

Eigenlast (halbe Brücke) $g_1 = 8,0 \text{ t/m}$, $g_2 = 1,2 \text{ t/m}$. Die Festwerte der Verformungsgleichungen sind sinn- gemäß aus den in Höhenlage der Schwerpunktsfaser der vorgespannten Bewehrung zu den Belastungen $H_v = 1$ bzw. den Eigenlastwirkungen gehörigen Betonspannungen

und der Elastizitätszahl des Betons $\left(\frac{\sigma_b}{E_b}\right)$ zu ermitteln. $c = 10^9$.

$$c \cdot \delta_a = 243 \quad c \cdot \delta_{m1} = 253\,000$$

$$c \cdot \Delta z = 1630 \quad c \cdot \delta_{m2} = 38\,000$$

$$c \cdot (\delta_a + \Delta z) = 1873$$

Steifigkeitszahl b nach Gl. (3) $b = \frac{243}{243 + 1630} = 0,130$

$$b \cdot \bar{\varphi} = 0,130 \cdot 1,50 = 0,195.$$

Kriechzahl. Bei Vorspannung mit Verbund ist der Anteil an schlaffer Bewehrung sehr gering. Es kann deshalb $\alpha = 0$ gesetzt werden. Der Beton hat bei der Vorspannung 0,85 seiner Endfestigkeit erreicht, demnach ist, den Richtlinien entsprechend mit $k = 0,75$ zu rechnen: Wird $\bar{\varphi}$ nach Tabelle V der Richtlinien mit 2,0 angenommen, so liefert Gl. (8) $\bar{\varphi} = 1 \cdot 0,75 \cdot 2,0 = 1,50$. Es wird angenommen, daß die Fahrbahndecke unmittelbar nach der Ausrüstung und Vorspannung ausgeführt wird, so daß $\bar{\varphi}_1 = \bar{\varphi}_2$ ist.

Schwindmaß. Nach Punkt 8,4 der Richtlinien ist $\delta_s = 15^\circ \text{ C}$ anzunehmen. Mit Rücksicht auf die Betonfestigkeit vermindert sich dieser Wert nach Gl. 12 auf: $\delta_s = 1,0 \cdot 0,75 \cdot \alpha_t \cdot 15 = \alpha_t \cdot 11,3^\circ \text{ C} = 0,000\,113$. Nach obigem Abschnitt 8,4 der Richtlinien darf bei ständiger Lagerung in feuchter Luft unmittelbar über dem Wasser das Schwindmaß auf die Hälfte ermäßigt werden. Wie die anderen Festwerte ist auch δ_s mit $c = 10^9$ zu vervielfachen. Demnach ist:

$$\delta_s = 0,5 \cdot c \cdot \delta_s = 0,5 \cdot 113\,000 = 56\,500.$$

Vorspannkraft $H = 1930 \text{ t}$ (halbe Brücke). Für die oben berechneten Werte und die Größen $(1 - e^{-b\bar{\varphi}})$ nach Tabelle 2 liefert die Gl. (15) den Spannkraftverlust:

$$\begin{aligned} \Delta H_v = & -(1 - e^{-0,195}) \cdot \left(1930 - \frac{253\,000}{243}\right) + \\ & + (1 - 0,130) \cdot (1 - e^{-0,195}) \cdot \frac{38\,000}{243} - \\ & - \frac{(1 - e^{-0,195}) \cdot 56\,500}{1,50 \cdot \frac{243}{243}} = -162 \text{ t.} \end{aligned}$$

Die Teilwerte ergeben sich wie folgt:

Vorspannung allein	- 342 t
Gegenwirkung g_1	+ 184 t
Gegenwirkung g_2	+ 24 t
Schwinden	- 28 t
zusammen	- 370 t + 208 t = - 162 t.

Durch die Gegenwirkung der Eigenlast wird der Spannkraftverlust auf 44 % des Verlustes ohne Berücksichtigung der Gegenwirkung vermindert. Der gesamte Spannkraftverlust beträgt 8,6 % der eingetragenen Vorspannkraft. Bei einer Stahlfläche der Vorspannstäbe von 242 cm^2 errechnet sich der Vorspannungsverlust $\Delta \sigma_{ev} = \frac{162\,000}{242} = 670 \text{ kg/cm}^2$. Die Tabelle VII der Richtlinien ergibt mit 1100 kg/cm^2 einen 1,6mal so großen Spannungsabfall oder einen Verlust von 14 % der Vorspannung.

Die Durchführung der Kriechberechnung, welche in dem vorliegenden Fall keinen großen Zeitaufwand erfordert, ist deshalb stets zu empfehlen.

Literatur.

1. R. S c h w a r z: Beton u. Eisen 38 (1939) S. 185—190 u. 202—205.
2. DIN 4227 Vorgespannte Stahlbetonbauteile, Richtlinien für die Bemessung. 7. Entwurf Januar 1950. Beton- u. Stahlbetonbau 45 (1950) S. 80—90.
3. C. S. W i t h n e y: Journ. Am. Concrete Institute. Beton u. Eisen 31 (1932) S. 320.
4. F. D i s c h i n g e r: Bauingenieur 18 (1937) S. 545, bezügl. Kriechbehinderung S. 597.
- W. S t r o r z: Bautechnik 25 (1948) S. 91.

Über die Verteilung der Radlasten von Straßenfahrzeugen auf die Fahrbahnoberfläche, insbesondere im Hinblick auf die Bemessung von Brücken.

Von Dipl.-Ing. K. H. Seegers, Gustavsburg.

Für die Bemessung von Brücken sind in den Vorschriften bestimmte Kombinationen von Radlasten festgelegt. Es ist dabei nicht nötig, daß ein Fahrzeug dieser Abmessungen und Radlasten tatsächlich besteht; es genügt vielmehr, wenn die Wirkung der Lastengruppe auf das Tragwerk alle vorkommenden oder in absehbarer Zukunft zu erwartenden, für die Bemessung maßgebenden Beanspruchungen deckt. Diese Idealfahrzeuge waren bei der alten DIN 1072 die 24-t-Dampfwalze und der 12-t-Lastwagen, in der Neufassung sind es die Fahrzeuge von 60 t, 45 t usw. Gesamtgewicht mit je 6 gleichmäßig belasteten Rädern.

Was die Verteilung dieser Radlasten auf die Fahrbahnoberfläche anbetrifft, so sind sowohl in der alten wie auch der neuen DIN 1072 sehr vereinfachende Annahmen getroffen worden. Die Verteilungsbreite ist für jede Radlast vorgeschrieben; die Lastverteilung in Fahrtrichtung war in der alten Fassung einheitlich 0,10 m. In der neuen Fassung wurde dieser Wert auf 0,20 m vergrößert. Die sich für die maßgebenden Radlasten hieraus ergebenden Flächenpressungen sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1.
Radlasten und Aufstandsflächen nach Vorschrift.

Vorschrift	Radlast kg	Verteilungs- breite cm	Verteilungs- länge cm	Flächen- pressung kg/cm²
DIN 1072 alt Kl. I	7 000 ¹	50	10	14,00
DIN 1072 alt Kl. I	4 000 ²	24	10	16,67
DIN 1072 neu Kl. 60	10 000	60	20	8,33
DIN 1072 neu Kl. 45	7 500	50	20	7,50
DIN 1072 neu Kl. 30	5 000	40	20	6,25
DIN 1072 neu Kl. 12	2 000	20	20	5,00

1 Dampfwalze, Hinterrad.
2 LKW, Hinterrad.

Für die Bemessung des Haupttragwerkes ist die Annahme der Lastverteilung unter dem Einzelrad ohne Einfluß; auch für Quer- und Längsträger sowie weitgespannte Fahrbahnplatten ist sie nur von sehr geringer Bedeutung. Je kleiner jedoch die Abmessungen des betrachteten Bauelementes werden und je unmittelbarer der Einfluß der Radlasten sich in ihm auswirkt, von um so größerem Einfluß sind diese Annahmen. Bei sehr kurz gespannten Elementen von Fahrbahnen wie z.B. Teilen von offenen Fahrbahnrosten oder Flachblechfahrbahnen — sog. orthotropen Platten — können sich diese vereinfachenden Annahmen so auswirken, daß das Ergebnis von den tatsächlichen Verhältnissen weit abweicht. Hier muß dann, um wirklichkeitstgetreue Ergebnisse zu erhalten, eine genauere Untersuchung stattfinden. Hierzu ist eine Betrachtung der Aufstandsflächen von Radlasten und der in ihnen herrschenden Spannungsverteilung nötig.

Ein neuer, ordnungsgemäß aufgepumpter Luftreifen hat auf einer steifen ebenen Fahrbahn eine etwa elliptische Aufstandsfläche. Die Form dieser Ellipse ist bei den verschiedenen Reifentypen verschieden und hat sich im Laufe der Zeit geändert. Während z.B. im Jahre 1937 in einer amerikanischen Veröffentlichung [1] ein mittleres Verhältnis der Längsachse der Ellipse zur Querachse von 1,95 bis 2,32 angegeben wird, ist bei neueren schweren Lastwagenreifen dieses Verhältnis meist 1,6 bis 1,7 — bei dem besonders breiten Reifen 14,00—22 (extra HD verstärkt) sogar nur 1,3. Von diesem zur Zeit schwersten Reifen mit 4 t zulässiger Belastung abgesehen, ist hierbei die Längsachse meist etwa gleich der Breite des

Reifens, d.h. für einen Reifen „12,00—20“ ist sie rd. 12" = 30,5 cm.

Die Abb. 1 zeigt die Aufstandsflächen und dazugehörigen — für Geschwindigkeiten bis 60 km/std zulässigen — Belastungen für einige der schwersten Reifentypen.

Die größten z.Z. bei Zwillingerrädern verwendeten Reifentypen sind „12,00—20“ mit 2,2,65 t = 5,3 t — bzw. „12,00—22“ mit 2,2,75 = 5,5 t zulässiger Radlast. Der Abstand der Reifenmitten ist bei beiden rd. 35 cm. Ein

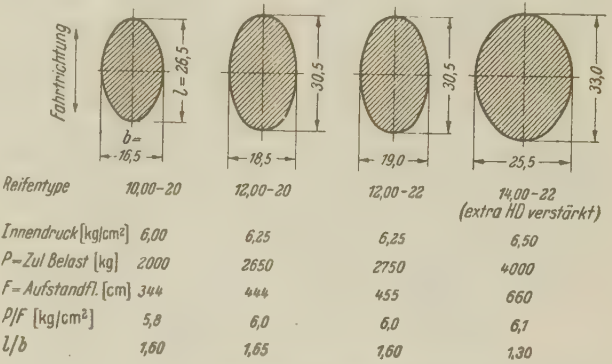


Abb. 1. Aufstandsflächen einiger Luftreifen.

Rad für 8 t Last — wie es allerdings z.Z. im allgemeinen Verkehr nicht zugelassen und soweit dem Verfasser bekannt, auch bei Spezialfahrzeugen noch nicht ausgeführt ist —, müßte Doppelbereifung 14,00—22 haben, mit einem Mittenabstand der Reifen von mindestens 40 cm. Für zukünftige 5-t-Einzelräder bzw. 10-t-Räder mit Doppelbereifung sei angenommen, daß die Aufstandsfläche des 4-t- bzw. 8-t-Rades erhalten und die Erhöhung der Tragfähigkeit durch Erhöhung des Innendruckes auf rd. 8 atü erzielt werde. Für ein 8-t- bzw. 10-t-Rad mit Doppelbereifung muß erwähnt werden, daß ein solches ohne gleichzeitige Verbreiterung der Spurweite und damit der Fahrzeugbreite über das jetzt zulässige Maß hinaus wegen ungenügender Stabilität des Fahrzeugs nicht möglich ist. Einzelreifen für 8 t bzw. 10 t sind noch nicht bekannt. Die bei einzelnen Schwerlastfahrzeugen bei den Hinterachsen vorkommenden Lasten bis zu 20 t verteilen sich auf 8 nebeneinanderliegende Räder, so daß bei den Aufstandsflächen keine ungünstigeren Verhältnisse vorliegen als bei den Fahrzeugen des normalen Verkehrs.

Es muß nun noch die Druckverteilung auf die Aufstandsfläche geklärt werden. Wenn der Reifenmantel keine Biegesteifigkeit hätte, müßte die Flächenpressung stets gleich dem Innendrucke sein. Die tatsächliche Spannungsverteilung weicht jedoch in Abhängigkeit von Type und Belastung des Reifens, Innendruck, Erhaltungszustand und Fahrgeschwindigkeit sowie der Straßenoberfläche hiervon mehr oder weniger ab. Wenn auch für die neuen schweren Lastwagenreifen entsprechende Messungen noch nicht bekannt geworden sind, so können aus einer Zahl älterer Veröffentlichungen [1], [2], [3] ausreichende Schlüsse gezogen werden. Die wesentlichsten Folgerungen sind in folgendem kurz mitgeteilt.

Fällt in einem Reifen mit normal etwa gleicher Spannungsverteilung der Druck, so entstehen infolge unmittelbarer Lastaufnahme durch die Seitenflächen Spannungserhöhungen in den Seitenteilen der Aufstandsflächen, während bei hohem Innendruck das Spannungsmaximum in der Mitte der Lauffläche liegt. Diese Verhältnisse sind in ziemlich weiten Grenzen veränderlich.

Die Abb. 2 zeigt derartige typische Spannungsverteilungen, die ohne Gleitschutz — d. h. am glatten Reifen — gemessen wurden. Die links dargestellte Spannungsverteilung wurde am rollenden Rad festgestellt, wobei sich eine kleine Spannungserhöhung vor der Reifenmitte ergab. Die verschiedenen durchgeführten Messungen zeigen, daß eine etwa gleichmäßige Spannungsverteilung für die meisten gut konstruierten und richtig aufgepumpten Reifen — insbesondere diejenigen größerer Typen — wenigstens bei ruhendem Rad angenommen werden kann. Bei steigender Fahrgeschwindigkeit vergrößert sich infolge

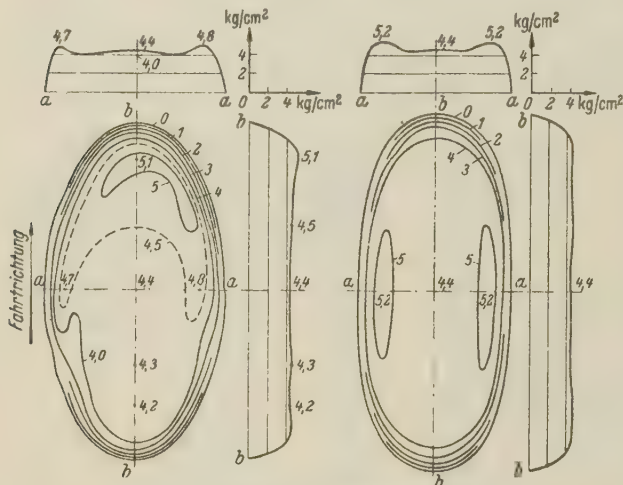


Abb. 2. Spannungsverteilung in Aufstandsflächen von Luftreifen. (links nach Zoenppritz [3], rechts n. Teiler-Buchanan [1]).

der Zentrifugalkraft jedoch der Radius des Rollkreises — bei großen Lastwagenreifen bis zu 6 und 7 mm —, so daß die Aufstandsfläche sich verkleinert und das Spannungsmaximum sich mehr nach der Mitte der Aufstandsfläche verschiebt. Veröffentlichungen über entsprechende Messungen fehlen noch. Versuche in dieser Richtung von Zoenppritz [3] konnten wegen des Krieges nicht zum Abschluß gebracht werden. Als Extremfall der Spannungsverteilung kann angenommen werden, daß der Spannungskörper ein Ellipsoid über der Aufstandsfläche ist. Wenn die mittlere Spannung dann gleich dem Innendruck ist, nimmt die Größtspannung in der Mitte der Aufstandsfläche den 1,5fachen Wert an. Die Angaben über die tatsächliche Höhe des Größtwertes gehen etwas auseinander, Bradbury [4] gibt das 1,25fache des Innendruckes an; das englische Road Research Board [5] gibt an, daß der Wert, wenn keine Überlastung vorhanden ist, bis um 1,5fachen Innendruck steigen kann. Bei den für die Bemessung von Tragwerken maßgebenden großen Radlasten werden sie jedoch kaum das 1,25fache des Innendruckes überschreiten.

Zum Vergleich mit den angegebenen, auf deutsche Verhältnisse bezogenen, Angaben seien kürzlich mitgeteilte amerikanische Werte in Tabelle 2 wiedergegeben [6]. Man sieht, daß z. B. die Werte des Reifens „10,50—22“ mit den in Abb. 1 wiedergegebenen für „10,00—22“ gut übereinstimmen.

Tabelle 2.
Amerikanische Versuche über Aufstandsflächen.

Reifenbelastung kg	Reifentyp	Aufstandsfläche cm²	Mittl. Druck der Aufstandsfläche kg/cm²	Mittenabstand bei Zwillingsreifen cm
2040	„10,50—22“	348	5,85	33,0
1700	„9,75—20“	322	5,26	30,5
1360	„9,00—20“	290	4,70	28,0
1002	„7,50—20“	251	4,06	25,4

Wenn auch der weitaus überwiegende Teil der verkehrenden Fahrzeuge luftbereift ist, so gibt es doch noch eine Reihe Spezialfahrzeuge mit Vollgummi-Reifen. Für den allgemeinen Straßenverkehr mit größeren Achslasten kommen nur Hochelastikreifen — sog. „6 mkg-Reifen“ — in Frage. Diese Reifen dürfen bei 25 km/Std. Fahrgeschwindigkeit nach der Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO § 36,3) eine mittlere Flächenpressung von 8 kg/cm² auf die Fahrbahn ausüben und müssen unter Höchstlast im abgefahrenen Zustand noch ein Arbeitsvermögen von 6 mkg besitzen. In einer Ergänzungsvorschrift ist außerdem die Belastung je cm Felgenbreite für 25 km/Std. auf 100 kg begrenzt. Bei geringerer Geschwindigkeit sind Erhöhungen zugelassen. Die Reifenbreite ist um rd. 5 cm geringer als die Felgenbreite.

Die bekanntesten Schwerlastfahrzeuge mit Vollgummi-Bereifung sind die Culemeyer-Fahrzeuge der Deutschen Bundesbahn. Nach einer Mitteilung des Eisenbahnzentrallamtes München verkehren zur Zeit die in der Tabelle 3 zusammengestellten Fahrzeuge. Für die größten hierbei vorkommenden Radlasten sind die Aufstandsflächen in der Abb. 3 gezeigt.

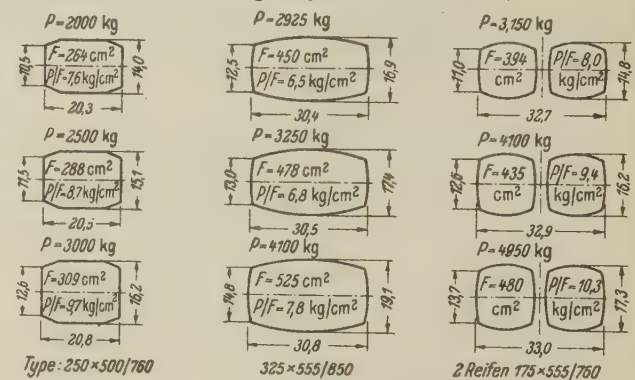


Abb. 3. Aufstandsflächen einiger Vollgummireifen für verschiedene Belastung.

Tabelle 3. Culemeyer-Fahrzeuge der Bundesbahn.

Gattung Fahrzeugart	Nutzlast	Gesamtlast	Reifenbelastung	Reifentyp ¹	Geschwindigkeit beladen (leer) km/Std
	Regellast (Höchstlast) t	Regellast (Höchstlast) t	Regellast (Höchstlast) t		
R 40 2teilig 16rädig	32 (40)	40 (48)	2,5 (3,0)	250x500/760	16 (20)
R 40 1teilig 12rädig	32 (40)	42 (50)	3,5 (4,17)	300x470/710	16 (20)
R 60 2teilig 24rädig	60 (80)	78 (98)	3,25 (4,1)	325x555/850	12 (20)
R 80 2teilig 24rädig	60 (80)	74 (94)	3,1 (3,9)	250x500/760	12 (20)
R 100 2teilig 24rädig	80 (100)	98,5 (118,5)	4,1 (4,95)	2 Reifen 175x555/760	12 (20)
R 130 3teilig 32rädig	100 (130)	123 (153)	3,85 (4,78)	2 Reifen 175x555/760	12 (20)

¹ Die Typenbezeichnung der Reifen bedeutet Felgenbreite x Felgendurchmesser/äußeren Reifendurchmesser.

Die dargestellte Reifentyp 250 x 500/760 ist seitens des Herstellerwerkes bei 25 km/Std Geschwindigkeit für

2,00 t Belastung zugelassen. Da die vorgeschriebene Geschwindigkeit dieses Culemeyer-Fahrzeuges jedoch mit 16 km/Std begrenzt ist, kann die Belastung auf 2,50 t erhöht werden, für Ausnahmefälle geschieht dies sogar bis 3,00 t. Für die zweite dargestellte Type 325 × 555/850 sind die entsprechenden Werte 2,925, 3,25 und 4,10 t. Es ist dies die höchste vorkommende Belastung eines Einzelreifens. Die noch höher belasteten Räder der K100 und R130 haben Doppelbereifung 175 × 555/760 mit einer zulässigen Belastung von 3,15 t, die nach Herabsetzung der vorgeschriebenen Geschwindigkeit auf 12 km/Std auf 4,10 t bzw. in Ausnahmefällen auf 4,950 d.h. rd. 5 t erhöht wurde. Es sei erwähnt, daß die Doppelbereifung sich hier nicht bewährt hat und zukünftig vermieden werden soll, so daß die Spannungswerte sich, wenn Einzelreifen eingeführt sind, entsprechend verringern werden.

Die Lastverteilung in der Aufstandfläche kann quer zur Fahrtrichtung als konstant und senkrecht dazu — entsprechend der Eindrückung — parabolisch angenommen werden. Die Höchstspannung ist demnach das 1,5fache der Mittelspannung. Eine ältere Nachmessung der Spannungsverteilung unter einem Vollgummireifen gibt die Abb.4 wieder; es zeigt sich, trotzdem die auch beim Luftreifen beobachtete Spannungshäufung in Nähe der

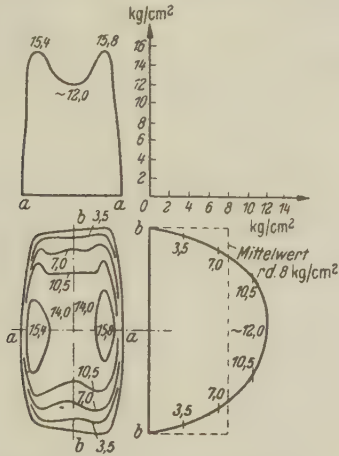


Abb. 4. Spannungsverteilung in der Aufstandfläche eines Vollgummireifens (n. Teller-Buchanan [1]).

Seitenwände vorhanden ist, daß die obige Annahme ausreichend genau zutrifft.

In der Aufstandfläche der erwähnten Vollgummireifen ist die größte Spannung etwa $1,5 \cdot 10 = 15 \text{ kg/cm}^2$ gegenüber $1,25 \cdot 6,5 = 8,1 \text{ kg/cm}^2$ bei dem höchstbelasteten Luftreifen — d.h. fast das Doppelte.

Für die praktische Berechnung von Tragwerksteilen ist nun, wenn die in der Vorschrift enthaltene stark vereinfachte Lastverteilung unzureichende Ergebnisse liefern würde, nötig, die obigen Ergebnisse für Luft- und Vollgummireifen so zu vereinfachen, daß gut zutreffende und dabei nicht zu komplizierte Ansätze gemacht werden können. Folgende Vorschläge, die für die meisten Fälle ausreichend genau sind, sollen diesem Ziel dienen. In Einzelfällen wird jedoch der genauere Ansatz vorzuziehen sein.

Luftreifen. Um die Spannungserhöhung — z.B. infolge der Fahrgeschwindigkeit — besonders in der Mitte der Aufstandfläche zu berücksichtigen; wird eine gleichmäßige Spannung in der Aufstandfläche gleich dem 1,15-fachen des Innendruckes angesetzt; die Aufstandfläche wird dann entsprechend kleiner als in der Abb.1 angegeben. Das Verhältnis der Ellipsenhalfmesser wird mit 1,5 für alle Verhältnisse angenommen. Es ist hier, wenn dadurch — z.B. bei Platten — die Berechnung einfacher wird, auch möglich, bei Beibehaltung der Größe der Spannung die Aufstandfläche rechteckig oder kreisförmig

anzunehmen. Doppelbereifung wird jedoch stets durch den Ansatz zweier Aufstandflächen zu berücksichtigen sein.

Vollgummi-Reifen. Die Breite der rechteckigen Aufstandfläche wird rd. 4 cm geringer als die Felgenbreite. Die Spannung wird gleichmäßig mit 12 kg/cm^2 angesetzt und die Länge der Aufstandfläche entsprechend errechnet, wodurch die Spannungserhöhung in der Mitte der Aufstandfläche dann für die Größtspannungen angenähert berücksichtigt ist. Bei diesem für geringe Radlasten — z.B. 2000 kg — bei 6 mkg-Reifen zu hohen Flächendruck werden gleichzeitig die mit diesen Lasten vereinzelt vorkommenden härteren Vollgummi-Reifen (nicht 6 mkg) und stählerne Radreifen berücksichtigt. Bei Doppelbereifung wird, da die beiden Flächen nur mit einem Abstand von 3—4 cm nebeneinander liegen, mit einer einheitlichen Fläche gerechnet; die Spannung wird wegen Vergrößerung der rechnerischen Fläche daher etwas kleiner als nach Abb.3.

Für die Radlasten der neuen DIN 1072 sind die hiernach ermittelten Aufstandflächen und dazugehörigen Spannungen in der Tabelle 4 dargestellt. Zum Vergleich sind die vorgeschriebenen Aufstandflächen gestrichelt eingezeichnet. Neben den elliptischen Flächen sind auch Rechtecke — ebenfalls mit einem Verhältnis der Seitenlängen von 1,5 — eingetragen, da diese für praktische Fälle wohl oft am zweckmäßigsten sein werden. Die Seitenlängen der Rechtecke sind hierbei auf cm abgerundet.

Tabelle 4. Gegenüberstellung der vorgeschriebenen (gestrichelt) und genauer ermittelten Aufstandflächen für Radlasten der neuen DIN 1072.

	Luftreifen einfach	Luftreifen doppelt	Vollgummi-Reifen
K1.12 2t-Rad	[6,0 atü] 290 cm ² Rechteck 14/21		vorgeschriebene Lastverteilung
K1.30 5t-Rad	[8,0 atü] 543 cm ² Rechteck 19/29	[6,25 atü] 2 · 348 cm ² 2 Rechtecke 15/23	* *
K1.45 7,5t-Rad		[6,5 atü] 2 · 503 cm ² * 2 Rechtecke 18/27	
K1.66 10t-Rad		[8,0 atü] 2 · 543 cm ² * 2 Rechtecke 19/29	

* Diese Räder sind z. Z. noch nicht im Verkehr.

** Nur in Ausnahmefällen als 5 t-Rad bei Culemeyer-Fahrzeugen, als Regellast (bei 12 km/Std) 4,1 t. Der Abstand der vier nebeneinander liegenden Räder ist 875 + 620 + 875 mm.

Die Tabelle zeigt, daß — insbesondere für das 5-t-Rad — die tatsächlichen Verhältnisse von den vorgeschriebenen Abmessungen mehr oder weniger abweichen. Da die überwiegende Mehrzahl der Fahrzeuge luftbereift ist, könnte die Belastung durch Vollgummireifen als Sonder-

belastung mit erhöhten zulässigen Spannungen angesehen werden.

Es sei an dieser Stelle den Firmen Phoenix-Harburg und Vorwerk-Wuppertal für die auf Wunsch des Verfassers entgegenkommenderweise durchgeführte Ermittlung der Aufstandflächen der jetzt üblichen Reifen und der Bundesbahn für die Angaben über die Culemeyer-Fahrzeuge bestens gedankt. Gleichfalls sei hier Herrn Dr. Zoeppritz-Harburg der Dank für manchen Hinweis ausgesprochen.

Kurze Technische Berichte.

Die Schweißkonstruktionen des englischen Stahlwerkes „Abbey Works“.

Über die Hallen und Kranbahnen des kürzlich fertiggestellten Stahl- und Walzwerkes „Abbey Works“ in Port Talbot (Südwalles) — einer Erweiterung der Anlagen der Steel Company of Wales —, bei denen in einem Umfange wie bisher wohl noch an keinem anderen Stahlhochbau geschweißt wurde, berichtete W. S. Atkins.

Alle neuen Hallen mit zusammen etwa 35 Kranbahnen haben, insbesondere mit Rücksicht auf einen guten Lauf der schweren Krane, bis etwa 270 m Länge durchlaufende, kontinuierliche, geschweißte Kranbahnen. Kranbahnen und Dachkonstruktion sind auf unten eingespannten Stützen gelenkig gelagert, so daß die Temperaturexpansion von einem in Mitte des Gebäudes — bzw. bei größerer Hallenlänge des Gebäudeabschnittes — liegenden Verbandsfeld nach beiden Seiten gleichmäßig erfolgt (Abb. 1). Diese gelenkige Lagerung geschah anfänglich teils mit Bolzgelenken, teils mit Kipplagern; später ging man zu einfacheren Federgelenken über.

Die Tragkonstruktion in der Querrichtung sind beiderseits eingespannte Fachwerkkrahnen, die bei Mehrschiffigkeit der Hallen Zwischenstützen haben. Je zwei der Rah-

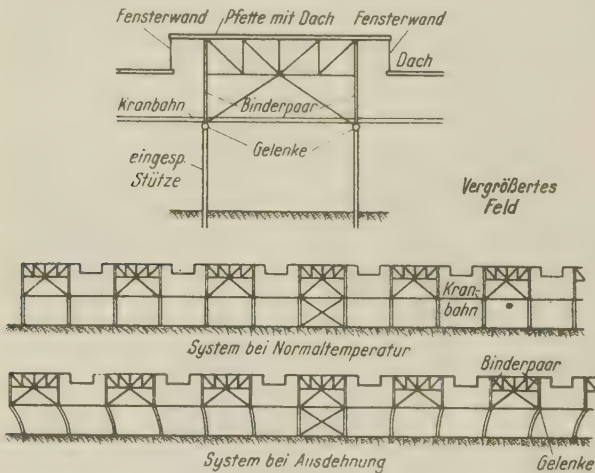


Abb. 1. Längsschnitt der Hallen

menbinder sind durch Verbände zu einer Einheit zusammengefaßt. Die gesamte Konstruktion oberhalb der Gelenke bildet daher ein in beiden Richtungen steifes System. Die Belichtung der Halle erfolgt durch lotrechte, quer zur Halle laufende Fensterwände, die an einer besonderen an den ausragenden Pfetten befestigten Konstruktion in einem Abstand vor den Bindern angebracht sind (Abb. 1).

Da mit Rücksicht auf die Betriebserfordernisse die Hallen sehr verschiedene Abmessungen und die Kranträger sehr unterschiedliche Belastungen und Spannweiten erhalten mußten, wurde zur Vereinfachung und Beschleunigung der Berechnung in großem Umfange von Modellmessungen Gebrauch gemacht. Es wurden Modelle aus Kunststoff verwendet und durch Herstellung von Verschiebungen bzw. Winkeldrehungen in bekannter Weise die Einflußlinien für Querkkräfte bzw. Momente ermittelt. Die Richtigkeit der Untersuchungen wurde durch Be-

Literatur.

- [1] Teller-Buchanan: Determination of variation in unit pressure over the contact area of tires. Public Roads. 18 (1937).
- [2] Martin: Druckverteilung in der Berührungsfläche zwischen Reifen und Fahrbahn. — ATZ 1936, Heft 9.
- [3] Zoeppritz: Reifen und Reifendruck. — ATZ 1942, Heft 13.
- [4] Bradbury: Evaluation of wheel load distribution for the purpose of computing stresses in concrete pavements. — Proc. Highw. Res. Board Washington 15 I (1935) 225.
- [5] Report of the Road Research Board for the Year ended 31st March. 1938 London.
- [6] Haller: Berechnung der Stärke biegsamer Straßenbeläge. — Brücke und Straße (1951) S. 78.

lastung eines fertiggestellten Binderpaares und Messung der Spannungen mit Drehungsmessern nachgeprüft.

Abgesehen von einer Reihe sehr schwerer Kranträger und Stützen wurden die Konstruktionsteile in üblicher Weise in den Lieferwerken gefertigt und zur Baustelle geschickt. Zur Herstellung der geschweißten Fachwerkbinder ist zu erwähnen, daß Zusammenbau und Schweißen der Einzelteile sowie das Bohren der Anschlußlöcher in Vorrichtungen geschahen, so daß die Bauteile nicht zu-

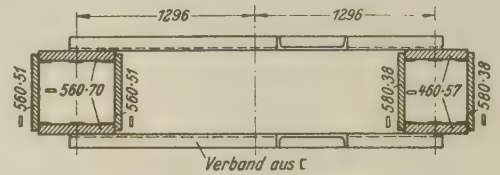


Abb. 2. Stützen-Querschnitt.

sammengepaßt werden mußten und gleiche Teile an der Baustelle gegeneinander ausgetauscht werden konnten.

Die Einzelteile der schweren, bis 33,6 m weit gespannten Kranträger mit den dazu gehörigen Stützen für Krane bis 300 t Tragfähigkeit (Gießpfanne mit 200 t Inhalt) wurden in den Lieferwerken nur abgelängt und vorbearbeitet. Die weiteren Arbeiten geschahen in einer provisorischen Werkstatt an der Baustelle. Hierfür stand die als erstes fertiggestellte Kokillen-Vorbereitungshalle zur Verfügung. Diese Halle hatten die Unternehmer mit zwei 33,6 m langen und etwa je 150 t schweren Drehvorrichtungen zum Zusammenbau der bis 90 t schweren Kranträger ausgerüstet. Außerdem enthielt die provisorische Werkstatt 2 kleinere Drehvorrichtungen und entsprechende sonstige Werkstatteinrichtungen. Zum Heben standen drei zur endgültigen Hallenausrüstung gehörige 25-t-Krane zur Verfügung.

Den Horizontalschnitt durch eine schwere Stütze mit bis 70 mm dicken Wandblechen zeigt die Abb. 2. Die durchgehenden Außennähte der Kastenquerschnitte, die durch Fachwerkverbände verbunden sind, wurden automatisch geschweißt. Die Abb. 3 ist der Querschnitt eines 3,8 m hohen schweren Kranträgers. Die 610 und 915 mm breiten Gurtplatten haben 57—102 mm Dicke; es wurde nirgends mehr als nur eine Plattenstärke verwendet. Zwischen den Gurten und dem normalen Stegblech sind hier 51—76 mm dicke lotrechte Verstärkungen, die bei den leichteren Kranbahnen fehlen, eingeschaltet. Für die

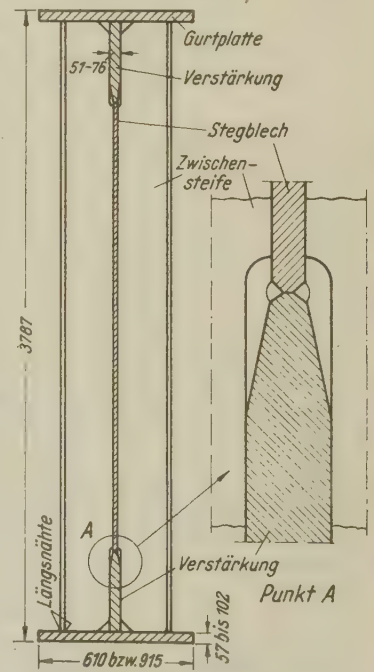


Abb. 3. Querschnitt eines schweren Kranträgers.

Höhe der Verstärkungen waren nicht allein statische Gesichtspunkte maßgebend, sondern diese richteten sich auch nach den Bearbeitungs- und Liefermöglichkeiten der 23–32 mm dicken Stegbleche. Auch die Einteilung der Querstöße, insbesondere der schweren Gurtplatten, war weitgehend durch die Liefermöglichkeit der Walzwerke — das heißt die Blockgröße — bestimmt. Die Endsteifen der schweren Kranträger sind 51 mm dicke Bleche, die Zwischensteifen geschweißte T-Profile, bei denen der Flansch mit Nähten parallel zur Krafrichtung an die Trägergurte angeschlossen wurde. Beim Übergang von einer Abmessung von Gurtplatten bzw. Verstärkungen zu einer anderen wurde die größere Abmessung lang auslaufend abgearbeitet.

Beim Schweißvorgang ist bemerkenswert, daß mit Rücksicht auf Verformungen die Stöße der Gurtplatten mit beiderseitigen Tulpennähten in senkrechter Lage und auf beiden Seiten gleichzeitig geschweißt wurden. Auch die Endsteifen wurden, um Verformungen des überstehenden Stegblechendes zu vermeiden, durch zwei Schweißer gleichzeitig mit Stehnähten angeschweißt. Alle übrigen Nähte wurden in Wannenlage oder horizontal gelegt, wobei das Werkstück mit Hilfe der Drehvorrichtung entsprechend gestellt wurde. Die Abb. 4 zeigt die Ausbildung der Stöße; diese wurden überall auf Kontakt gearbeitet, um Verformungen so gering wie möglich zu halten. Die anfängliche Idee bei diesen Trägern ebenfalls automatisch zu schweißen, wurde fallen gelassen, da die für diesen speziellen Fall erforderlichen Vorrichtungen zu umfangreich geworden wären; es wurde daher von Hand geschweißt.

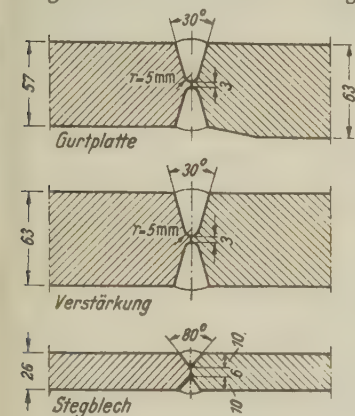


Abb. 4. Werkstattstöße.

teuer geworden wären. Der fertige Kranträger war so schwer, daß die Hallenkrane zum Herausheben aus der Drehvorrichtung nicht ausreichten und er mit Hilfe von Rollen auf die Spezialwagen, die zum Transport an die Einbaustelle dienen, gezogen werden mußte.

Bei der Bearbeitung der dicken Gurtplatten traten Schwierigkeiten beim Richten auf. Bis zu 75 mm Stärke konnte dies — allerdings mit großen Schwierigkeiten — mit den bei den Stahlbauanstalten vorhandenen Einrichtungen bewältigt werden, wobei die Gurtplatten allerdings mit geringeren Abweichungen als sonst üblich gewalzt sein mußten. Bei den noch dickeren Platten — auf den Gesamtauftrag bezogen nur eine verhältnismäßig kleine Menge — mußten die Oberflächen vor dem Zusammenbau gehobelt werden. Bei einigen Platten wurden Doppelungen festgestellt; die betreffenden Bleche wurden schon vor dem Versand an die Baustelle ausgeschieden. Die Montagestöße der Kranträger liegen aus Montagegründen etwa zur Hälfte nicht an der Stelle des Kleinstmomentes, sondern über den Stützen. Die Stoßausbildung für Steg und Verstärkungen ist wie in Abb. 4, während die Flansche einseitig nach oben offene Tulpennähte erhielten (Abb. 5). Ein einmal begonnener Stoß wurde in einem Zug fertiggestellt, wobei bis zu 5 Schweißern gleichzeitig an ihm arbeiteten. Alle Baustellenstöße wurden nach der Fertigstellung und nachdem sie einige Zeit im Betrieb gewesen waren durch Ultraschall geprüft.

Die Baustellenstöße der Dachkonstruktion oberhalb der Kranbahn wurden je nach der Ansicht der Unternehmer über die hierfür zweckmäßigste Methode teils geschweißt, teils mit Paßbolzen versehen. Diese Teile der Hallen wurden zum Schutz gegen Korrosion gesandstrahlt und mit einer 0,1 mm dicken aufgespritzten Aluminium-

schicht versehen. Unterhalb der Kranbahnen wurde die Konstruktion mit rotierenden Bürsten gesäubert und mit 3 Anstrichen versehen. Was den Korrosionsschutz anbetrifft, so erwies sich hier wie überall die Schweißkonstruktion infolge ihrer Glätte und insbesondere wegen des Fortfalls von Knotenblechen einer entsprechenden genieteten Konstruktion überlegen.

Die Schienen der Kranbahn wurden nach Beendigung aller Schweißarbeiten an den Trägern durch unterbrochene Kehlnähte aufgeschweißt. Man entschloß sich, hier zur Schweißung, weil aufgeschweißte Schienen ebenso leicht wie aufgeschraubte nach Abnutzung — wofür man mit 15 Jahren rechnet — ausgewechselt werden können. Wegen des hohen Gehaltes an Kohlenstoff (bis 0,54 %) und Mangan (bis 1,25 %) in den bis zu 187 kg/m schweren Kranschiene (Abb. 6) waren die Schweißnähte sehr rißempfindlich. Bei den leichteren Schienen half man sich hier so, daß man mit einer Spezialelektrode vor dem Verlegen auf die Schiene eine Raupe an die Stelle der zukünftigen Naht legte und so die Legierung örtlich verbesserte. Bei den größeren Schienenprofilen ab 65 kg/m wurde diese Methode erweitert und mit Hilfe einer Form aus Kohlenstoff eine genau profilierte Auftragschweißung hergestellt. An diese Auftragschweißung schlossen dann die mit 300 mm Abstand angeordneten 150 mm langen Kehlnähte zur Befestigung an den Kranträger an.

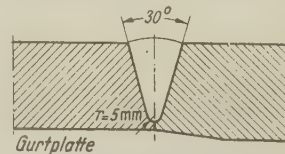


Abb. 5. Montagestoß der Gurtplatten.

Bei Lieferung der Kranschiene war es Vorschrift, sie nach dem Walzen zu glühen und im Ofen abkühlen zu lassen. Bei einer Lieferung, bei der dies übersehen wurde, traten mehrere Risse auf, davon einige, die sich auch in die Oberflansche der Kranträger hinein fortsetzten. Als Ursache wird zu hoher Wasserstoffgehalt angegeben.

Um bei den 187 kg/m schweren Schienen zu gewährleisten, daß sie guten Kontakt mit den Kranträgern haben, wurden diese Schienen zunächst zwischen auf die Trägerflansche geschweißte Führungsflacheisen gelegt, der Kran darauf gefahren und die durch das Kranrad auf den Träger gepreßten Schienen dann mit 11 mm starken unterbrochenen Kehlnähten angeschweißt. Um über die Haltbarkeit dieser Schweißung ein Bild zu bekommen, wurden Dauerfestigkeitsversuche angestellt. Die aufgeschweißten Schienen bilden einen Teil des Querschnittes und die Anschlußnähte erhalten daraus Schubspannungen. Da die Schienen jedoch nicht wie die Träger kontinuierlich durchlaufen, werden die Nähte in der Nähe der Schienenstöße, trotzdem man sie dort verstärkt hat, stets einen schwachen Punkt darstellen.

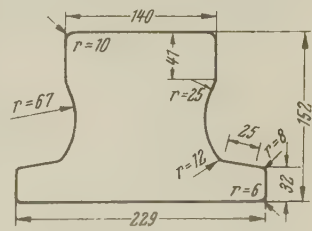


Abb. 6. Kranschiene mit 187 kg/m Gewicht.

Bei den geschilderten Anlagen im Gesamtgewicht von 17 000 t haben ästhetische Gründe bei der Wahl einer Schweißkonstruktion mitgewirkt; es ergaben sich aber auch preisliche Vorteile. Einheitspreis je Tonne und Gesamtpreis lagen unter denjenigen von Vergleichsentwürfen für Nietkonstruktion. Dieses Ergebnis kann natürlich nicht verallgemeinert werden, ist aber für die hier vorliegenden schweren Bauteile bemerkenswert. [Nach „Transactions of the Institute of Welding“ 14 (1951) S. 28 und S. 74.]

K. H. Seegers, Gustavsburg.

Die neue Brücke Conflans-Fin-d'Oise.

Im Jahre 1940 wurde die Oisebrücke Conflans von den Franzosen beim Rückzug gesprengt. Sie war die erste jener eleganten und zweckmäßigen, von Valette entworfenen, eingespannten Bogen mit der Sichelform des Zweigelenkbogens gewesen, nachdem 1933 an der Loirebrücke

Thibault zum ersten Male eine Einschnürung an den Bogenkämpfern angewandt worden war (Tabelle 1).

Tabelle 1. Ausgeführte Bogen mit verjüngtem Kämpfer (Bogen über der Fahrbahn).

	Name	Vollendungs-jahr	l m	f:l	Querschnitts- höhe		Nutzbr. B m	Beton m³/m²	Stahl kg/m²	Art
					dk m	ds m				
1	Conflans-Fin-	1929	126	1:7,6	1,26	2,60	7	0,68	144	Straße
2	d'Oise	1950	101	1:10,6	1,00	1,40	10	0,85	120	Straße
3	La Roche-Guyon	1934	161	1:7	1,45	2,65	10	0,62	160	Straße
4	Viaduc de la Méditerranée	1950	124	1:5,2	2,24	3,36	12	1,40	234	Eisenbahn

Für die Oisebrücke Conflans machten neue Bedingungen der Schifffahrt, welche eine Durchfahrtsöffnung von 40·7 m forderte, und Kaiverbreiterungen ein ganz neues Projekt erforderlich. Man entschloß sich zu einem Stahlbeton-Hohlbogen unter der Fahrbahn, welcher im Längsschnitt wieder die Form der „Bogen mit verjüngtem Kämpfer“¹⁾ zeigt. Seine Hauptmaße sind $l = 101$ m, $f/l = 1 : 10,6$ und Nutzbreite $B = 10$ m (Abb. 1).

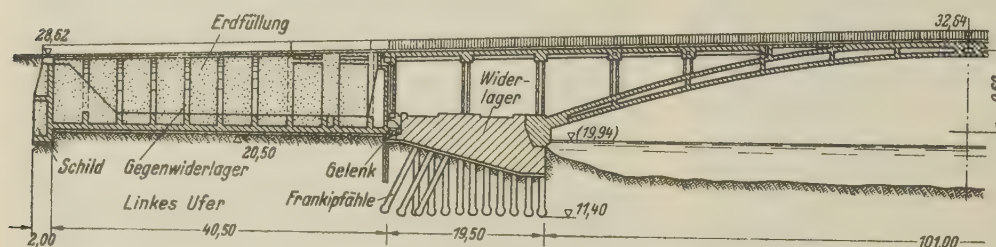


Abb. 1. Längsschnitt.

Sie übertrifft damit alle großen eingespannten Bogen an Kühnheit des Pfeilverhältnisses und wird von den Dreigelenkbogen mit Spannweiten über 100 m nur von der (zerstörten) Moselbrücke Koblenz übertroffen. In bezug auf die Kühnheitsziffer l^2/f steht sie mit 1060 an 5. Stelle aller Bogenbrücken.

Ihr Querschnitt ist ein 4zelliger Hohlquerschnitt von 1,40 m Höhe und 9,70 m Breite im Scheitel und nur 1,00 m Höhe bei 12,00 m Breite im Kämpfer. Die Plattenstärken des Kastens betragen 21–33 cm, die Stärke der 5 senkrechten Rippen 18 cm (Abb. 2). Die Kastenverbreiterung an den Kämpfern und das Anwachsen der Plattenstärken erbringen bei der Verkleinerung der Querschnittshöhe die erforderliche vergrößerte Kämpferfläche. Die Berechnung der Brücke erfolgte für die franz. Normallasten vom August 1940 mit 25-t-Fahrzeug.

Im Gegensatz zu den in Tabelle 1 genannten Bogen, welche durch Verkleinerung der Trägheitsmomente zum Kämpfer hin eine Art elastisch eingespannten Zweigelenkbogen erzeugen, weist die neue Oisebrücke Conflans bei dem beachtlichen Pfeilverhältnis von $f/l = 1/10,6$ auch im Scheitel eine Querschnittseinschnürung auf, womit sich die Form dem Dreigelenkbogen nähert. Daher hat der Kastenquerschnitt seine größte Höhe auch im Viertelspunkt mit 1,85 m. Außerdem tritt dieses Anschwellen vom Scheitel

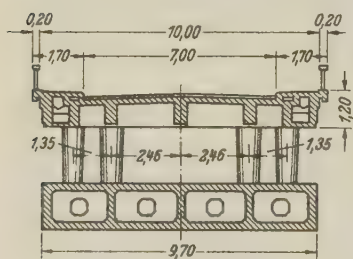


Abb. 2. Querschnitt.

her durch die Vereinigung von Fahrbahn und Bogen nicht in Erscheinung. Der Vorteil des so ausgeführten Bogens mit elastischer Einspannung gegen den Dreigelenkbogen ist der Wegfall der Gelenke, der Vorteil gegen den eingespannten Bogen sind kleinere Kämpfermomente, kleinere Temperaturspannungen und geringere Empfindlichkeit gegen Widerlagerverschiebungen. Gerade der letzte Punkt

1) W. Herberg: Untersuchung des Spannungsverlaufes in eingespannten Eisenbeton-Hohlbogen mit verjüngtem Kämpfer. Diss. T. H. Dresden, 1940.

erwies sich bei der ungewöhnlichen Art der Gründung dieser Brücke als sehr wichtig.

Das Betonieren erfolgte auf einem normalen Lehrgerüst in 3 Abschnitten: untere Platte, Rippen, obere Platte. Der Beton wurde mit 400 kg Portlandzement je m³ Fertigbeton hergestellt. Die größten im Bogen auftretenden Druckspannungen betragen 100 kg/cm², die Stahlzugspannungen 1300 kg/cm². Die Betonmenge für Bogen und Fahrbahn war 1250 m³, die Bewehrungsmenge 120 kg/m³.

Die Fahrbahn besteht aus 7 Längsträgern von 9 m Spannweite mit quergespannter Platte. Sie liegt vom Scheitel bis zu den Viertelspunkten auf dem Bogen auf und wird von je 2 Paaren Rundsäulen getragen, welche sich nach dem alten kretisch-mykenischen Muster nach unten leicht verjüngen.

Ebenso wie die Bogenkonstruktion ist die Gründung bemerkenswert und kühn. Das eigentliche Bogenwiderlager bildet ein 19,50 m langer und 20 m breiter Betonklotz auf 120 Frankpfählen (Rohrdurchmesser 49 cm), von denen 30 Stück unter 25° geneigt sind. Ihre Füße stehen auf Höhe 11,40 in einer Sand- und Kiesschicht. Da dieses Widerlager nur einen Teil der Horizontalkräfte des Bogens aufnehmen kann, wurde hinter ihm als Gegenwiderlager ein Stahlbetonkasten von 40,50 m Länge und 14,00 bis 18,00 m Breite auf Höhe + 20,50 m auf den Tonboden

angeordnet und mit Erde gefüllt. Seine Bodenpressung beträgt 1,4 kg/cm². Dieser Kasten nimmt durch Boden- und Seitenreibung 45 % der größten Horizontalkraft auf. Der Rest wird durch Erddruck und Erdwiderstand von einem Damm aufgenommen, an den sich der Kasten mit einem 28 m breiten Schild anlehnt.

Die größte Horizontalkraft ist

$$H = H_g + H_p = 3400 + 740 = 4140 \text{ t.}$$

Davon verbleiben nach Abzug der von den Schrägpfehlen aufgenommenen Horizontalkräfte rd. 3500 t, welche durch Erdreibung und Erdwiderstand getilgt werden müssen. Die dafür aufgestellte Rechnung zeigt folgende Kräfte:

Erdwiderstand hinter dem Widerlager	8 200 t
Reibung der Seitenwände des Widerlagers	507 t
Bodenreibung des Gegenwiderlagers	5 200 t
Reibung der Seitenwände des Gegenwiderlagers	660 t
Erdwiderstand hinter dem Gegenwiderlager	4 720 t

Damit ergibt sich eine Sicherheit von $\nu = 19\,287\,3500 = 5,5$.

Um die gedachte Kraftverteilung und die sofortige Mitwirkung von Gegenwiderlager und Erddruck zu erreichen und auch bei Senkungen aufrecht zu erhalten, wurde zwischen Widerlager und Gegenwiderlager ein Rollgelenk eingebaut und durch Freyssinetsche Flachpressen angepreßt (Abb. 3).

Während am linken Ufer der Kasten des Gegenwiderlagers nach Füllung eine Setzung von 1 bis 2 cm zeigte, war diese am rechten Ufer ungleich 15 bis 35 cm, so daß sich beachtliche Risse bildeten. Da aber sonst die Bodenuntersuchungen nicht ungünstig waren, beschloß man, das Bild der praktischen Wirkungsweise und den Beweis der Sicherheit des Gründungssystems durch einen Großversuch zu erbringen. Zu diesem Zweck errichtete man nach der Herstellung des Bogens ein Wasserbassin von 500 m³ Inhalt aus Holz auf seinem Scheitel. Mit diesem Wasserballast und der Füllung des Hohl Bogens selbst mit Wasser erzeugte man den Horizontalschub. An allen wichtigen Stellen wurden die Bewegungen gemessen und die Resultate waren befriedigend. Mit dem Erreichen eines größten Horizontalschubes von 4660 t betrug die Widerlagerausweichung 1,8 cm.

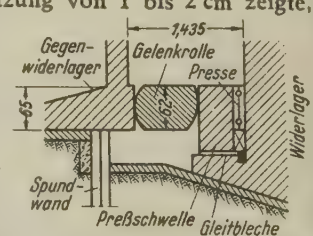


Abb. 3. Gelenk zwischen Widerlager und Gegenwiderlager.

Dem Äußeren der Brücke wurde eine besondere Sorgfalt gewidmet durch Ordnung der Massen, Anlegen von Gesimsen, durch Farbgebung und steinmetzmäßige Bearbeitung der großen Wandflächen der Gegenwiderlager. Man mischte dem äußeren Beton rötliche Steine von Corbigny bei und schlug mit Preßluftschlämmern den Beton in rechteckigen Stücken tief auf. Die Belegung der großen Flächen durch diesen „abgesprengten Beton“ (Béton Eclaté) war derart zufriedenstellend, daß man seine Verwendung am Viaduc de la Méditerranée zu wiederholen beabsichtigte.

In allem ist eine neue Bogenbrücke von Eleganz und Kühnheit entstanden, die sich würdig an die vorhergehenden französischen Brückenbauten anreihet. [Nach Génie Civil und La Technique des Travaux. (1951) S. 81 (1951) S. 23.]

Dr.-Ing. habil. W. Herberg, Bensheim/Bergstr.

Das Pumpwerk an der Grand-Coule-Talsperre.

Die Grand-Coule-Talsperre am Columbia-Fluß im Nordwesten der USA. bildet mit einem Stauinhalt von $12,4 \text{ km}^3$ eines der größten Staubecken der Welt. Sie wurde bereits 1934 fertiggestellt. Vgl. Bauingenieur 19 (1938) S. 655. Sie dient der Krafterzeugung (im Endzu-

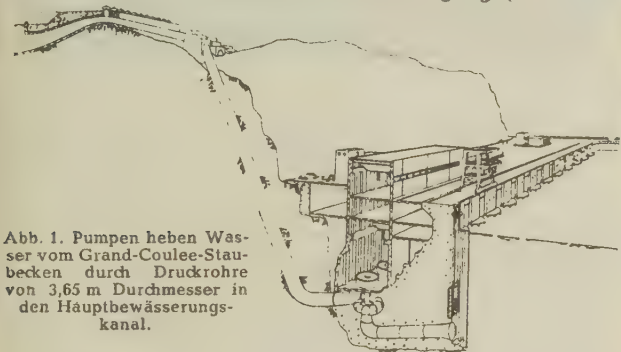


Abb. 1. Pumpen heben Wasser vom Grand-Coule-Staubecken durch Druckrohre von 3,65 m Durchmesser in den Hauptbewässerungskanal.

stand $2,3 \text{ Mio. kW}$), dem Hochwasserschutz und nicht zuletzt der Bewässerung. Von 1934 bis jetzt wurde mit wechselnder Intensität hauptsächlich die linksseitige Krafterzeugungsanlage (etwa die Hälfte der Gesamtkrafterzeugung) usw. ausgebaut. Danach wurde mit dem Bau des riesigen Pumpwerkes zur Bewässerung von etwa $400\,000 \text{ ha}$ des Columbia-Gebietes begonnen. Das Pumpwerk wird, wenn es vollständig fertiggestellt ist, mit 12 Pumpen bei einer größten Fördermenge von $450 \text{ m}^3/\text{sk}$ und bei einer Förderhöhe, die je nach der Stauhöhe im Staubecken von

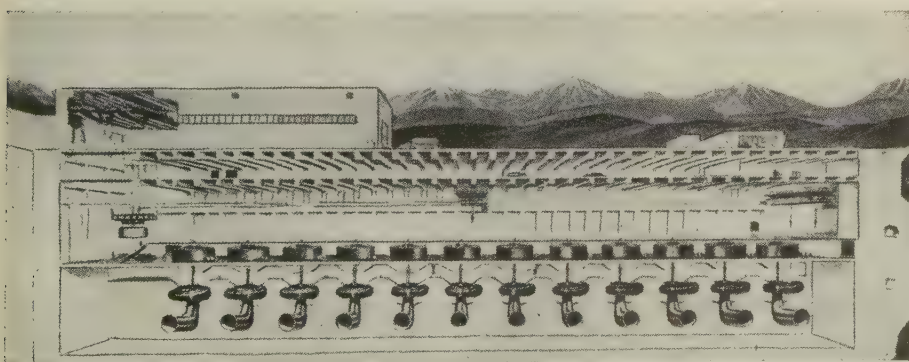


Abb. 2. Schnitt durch den Pumpen- und Motorenraum. Der Raum ist 183 m lang und 19,3 m breit.

80 m bis 110 m schwankt. $65\,000 \text{ PS} \cdot 12 = 780\,000 \text{ PS}$ Leistung erfordern. Es soll jährlich etwa $4,8 \text{ km}^3$ Wasser für Bewässerungszwecke gepumpt werden. Die ersten beiden Pumpen wurden jetzt eingebaut zur Bewässerung von vorläufig $35\,000 \text{ ha}$. Der Bau der weiteren 4 Pumpen ist für die nächste Zukunft geplant. Der Einbau der letzten 6 Pumpen ist vorgesehen, wenn die Wasseranforderung im Columbia-Becken weiter ansteigt.

Das 183 m lange Pumpwerk liegt am linken Ufer der Talsperre. Dort ist im Winkel von 67° zur Staumauer

eine rd. 50 m hohe Gewichtsstaumauer, die sog. Pumpwerk-mauer erbaut worden. Das Pumpwerk befindet sich zwischen dieser Mauer im Osten, dem granitenen Ufer im Westen und der Talsperre im Norden. (Abb. 1.) Die 12 Stahldruckrohre von 3,65 m Durchmesser des Pumpwerkes sind in Druckschächten einbetont. Die Baugrube war bis zur Höhe der Pumpwerkmauer 42,7 m tief, oben 48 m und unten hauptsächlich wegen der rückseitigen Neigung der Mauer nur 8 m breit. Der Pumpen- und Motorenraum wird von zwei 60 cm dicken, stark bewehrten Betonmauern im Mittenabstand von etwa 18 m



Abb. 3. Luftbild der Grand-Coule-Talsperre mit dem seitlichen Pumpwerk und den 12 Druckrohren. Dahinter ist der Hauptbewässerungskanal zu sehen. Im Hintergrund das Ausgleichsbecken der Talsperre.

gebildet. Seitlich dieses Raumes sind noch weitere Räume hauptsächlich für Garagenzwecke usw. ausgenutzt. Wegen des beschränkten Platzes in der Baugrube wurde die Bewehrung in etwa 5 km Entfernung von der Baustelle vorbereitet und als fertige Säulen- oder Balkenbewehrung in die Baugrube eingebracht. An Beton wurde ohne die Pumpwerkmauer und ohne die Druckschachtbetonierung $50\,000 \text{ m}^3$ gebraucht, an Bewehrung etwa 7500 t ; das sind etwa 150 kg/m^3 . Die enge Baugrube wurde unter anderem von 2 fahrbaren Drehkränen von 42 t Tragkraft mit einer Ausladung bei Vollast von 14,6 m bestrichen.

Pumpen und Motoren sind vertikalachsig aufgebaut. Die Motoren von 65 000 PS Leistung sind Synchronmotoren mit Drehstrom, haben eine Frequenzzahl von 60, 200 Uml./Min. und 13 600 V Spannung. Zwei Laufkrane von je 100 t Tragkraft bedienen den ganzen Motorenraum (Abb. 2). Über diesem ist in 17,8 m Höhe eine Decke für die Autos der Angestellten des Pumpwerkes gespannt. Die Decke in 6,10 m Höhe über diesem Raum stellt die Plattform der Pumpwerkmauer und der Zugangsstraße her. Über dieser Plattform erhebt sich der Hochbau bis zu 15 m Höhe. Er ist nur 74 m lang (Abb. 3), davon sind 18 m ohne die Zwischendecken ausgebildet und reichen bis zum Motorenraum hinab. Ein 60-t-Laufkran kann so Einzelteile der Maschinen zum Zusammenbau hinabbefördern. [Nach Civil Engg. 18 (1948) S. 28 und 21 (1951) S. 330.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Vorgespannte Diagonale versteinen Schleusentore.

An der Chain-of-Rocks-Schleuse, die jetzt am Mississippi im Bau ist, wie auch bei einer Anzahl anderer Schiffahrtsschleusen, ist die Vorspannung angewandt worden, um die Diagonale der stählernen Stemmtore zu

versteifen. Die Schleusentore sind hier besonders hoch und breit im Verhältnis zu ihrer Dicke. Die Torflügel am Unterhaupt sind 21,20 m hoch, 18,5 m breit und nur 1,37 m dick. Daher entsteht bei diesen Torflügeln das Problem, wie man ihnen eine genügend große Steifigkeit bei der Öffnungsbewegung geben kann. Gewöhnlich wird das durch Diagonalen auf den Torflügeln erreicht. Diese sind im allgemeinen mit Schrauben versehen, die angezogen werden und für eine genaue Lage der Schlagsäule sorgen sollen. Dadurch wird der Stemmdruck gleichmäßig verteilt und Wasserverluste werden vermieden. Das Neue ist hier die Vorspannung der Diagonalen. So wie vorgespannter Stahlbeton Zugspannungen bis zu dem Betrag der Druckvorspannungen aufnehmen kann, so kann ein Zugglied Druckspannungen bis zum Betrage der Zugvorspannungen aufnehmen. Die Diagonalen bestehen gewöhnlich aus schlaffen Eisenstählen, die nicht vorgespannt nur Zugspannungen aufnehmen können. Durch die Vorspannung werden sie befähigt, auch Druckspannungen

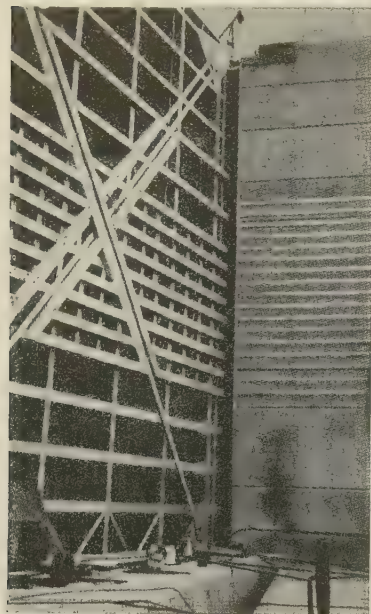


Abb. 1. Schleusentor am Unterhaupt der Chain-of-Rocks-Schleuse bei St. Louis am Mississippi.

aufzunehmen, wodurch die Steifigkeit der Torflügel stark vergrößert wird.

Das Vorspannen eines Torflügels geht sehr einfach vonstatten. Der Flügel wird erst in einer Richtung beansprucht und die Längung bzw. Kürzung der Diagonalen wird dann durch die Schrauben ausgeglichen. Wenn danach der Flügel in seine normale Stellung gebracht wird, so entstehen in den Diagonalen entsprechende Druck- oder Zugvorspannungen. Übrigens wurde das Vorspannen von Stemmstößen in Deutschland schon vor 20 Jahren vorgeschlagen, aber m. W. noch nicht verwirklicht, wahrscheinlich weil wir hier keine Tore mit derartigen Breitenabmessungen wie in Amerika haben. [Nach Civil Engg. 21 (1951) S. 345.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Gründungsarbeiten auf aufgeschüttetem Boden.

Bei der Erweiterung eines Wassersportplatzes in Jones Beach, Long Island, USA., galt es u. a., eine halbkreisförmige Bühne im Wasser sowie eine Zuschauertribüne mit 8200 Sitzplätzen auf dem flachen Ufer der Bucht zu gründen und einen beide verbindenden, 56 m langen Unterwassertunnel anzulegen. Um dabei in trockener Baugrube arbeiten zu können, wurde zunächst das Gelände durch Aufschütten von 4700 m³ aus der Bucht gebaggertem Sand so weit aufgehöhht, daß seine 60 m ins Wasser reichende Oberfläche über Hochwasser zu liegen kam. Sodann wurde der Grundwasserspiegel durch eine zweistufige Pumpenanlage abgesenkt, von denen die obere das Wasser oberhalb, die untere das Wasser unterhalb einer undurchlässigen Schicht abpumpte, so daß die rd. 15 000 m³ Grundgrabungsmassen im Trockenen ausgehoben werden konnten. Ein 60 cm hoher Damm am Rande der Schüttung schützte sie gegen Wellenschlag. Die Baugrube reichte bis auf etwa 8 m unter die Oberfläche der aufgeschütteten Massen.

Der Tunnel ist i. L. 4,1 m zu 2,2 m weit, seine Wände sowie Boden und Decke bestehen aus stahlbewehrtem Beton mit äußerer Dichtung durch 5 Lagen eines Baumwollgewebes mit Mastixtränkung, die ihrerseits nach außen durch eine Betonschicht geschützt ist. Er ist

schwerer als das von ihm verdrängte Wasser und übt einen Druck von etwa 445 kg/m² auf die Grundsohle aus, so daß er keiner Sicherung gegen Auftrieb bedarf.

Die Betonarbeiten am Tunnel wurden im Sommer 1951 ausgeführt. Nach ihrer Fertigstellung mußte die Sandschüttung wieder so weit abgetragen werden, daß Platz für das Wasserbecken, auf dem die in Aussicht genommenen Vorführungen stattfinden sollen, geschaffen wurde. Der ganze Bau soll im Frühjahr 1952 fertiggestellt sein.

Die amphitheatralische Zuschauertribüne über gekrümmtem Grundriß, deren Tiefe von der Wasserseite bis zur Rückwand 37,8 m beträgt, ist durch in Richtung auf



Abb. 1.

den Mittelpunkt weisende Quergänge in 7 keilförmige Abschnitte geteilt. Die Sitzreihen werden durch einen Längsgang in halber Höhe in 2 Stockwerke geteilt. Ein zweiter Gang verläuft neben der obersten Sitzreihe. Den Mittellgang verbinden 3 breite Treppenhäuser mit einem Wandelgang, der unter den höchsten Sitzreihen — also im Hintergrund der Tribüne, die hier durch eine tragende Wand abgeschlossen ist — verläuft und so Ein- und Ausgang bildet. Die Sitzreihen und die Umgänge werden von Reihen von Säulen getragen, die auf einer Grundplatte stehen. Der etwa 12,5 m hohe Raum über dem Wandelgang ist durch Zwischendecken in 3 Geschosse geteilt.

Die Tribüne ist in ihrer ganzen Länge gleichmäßig gekrümmt. Da sie in 7 gleiche Abschnitte geteilt ist, bedurfte



Abb. 2.

es nur der Vorhaltung von Schalungsteilen für 1/7 ihrer Länge, die für eine Betonmenge von rd. 6000 m³ siebenmal benutzt, also gut ausgenutzt wurden. Da der größte Teil der Betonoberfläche unbearbeitet bleiben sollte, mußten die aus 16 mm dickem Sperrholz bestehenden Schalbretter eine glatte Oberfläche haben, was durch einen Überzug mit einer Nitrozelluloselösung erreicht wurde, der nach jedem Gebrauch mit Öl abgerieben wurde. Die sorgfältig entworfene Schalung wurde auf der Baustelle in einer Werkstatt hergestellt. Das Ausschalen des Betons wurde zugelassen, wenn Probekörper nach 7 Tagen 75 % der verlangten Festigkeit von 210 kg/cm² erreicht hatten. Der Unternehmer legte aber keinen Wert darauf, den Beton allzubald auszuschalen, weil das Ablösen des Betons von der Schalung durch Schwinden das Ausschaln erleichterte und Schäden der Oberfläche verhinderte.

Der größte Teil der Betonarbeiten an der Tribüne wurde im Winter ausgeführt. Der vorgewärmte Beton wurde mit etwa 15° C Wärme eingebaut. Durch Abdecken mit Rupfen und durch ölgefeuerte Öfen wurde dafür gesorgt, daß seine Wärme 72 Std. lang nicht unter 21° C sank. Der Beton wurde von Kränen aus durch Kübel in die Schalungen eingebracht.

Die Dehnungsfugen zwischen den einzelnen Abschnitten der Tribüne wurden mit einem 2,5 cm dicken Juteseil gedichtet, das an Ort und Stelle mit einer Gummilösung getränkt wurde. Der Zusatz eines Härtepulvers zu der Gummilösung wirkte wie Vulkanisieren ohne Anwendung von Hitze.

An anderen Stellen des Bauplatzes dienten Gruppen von Betonpfählen als Gründung. Dabei wurden 1200 auf dem Baugelände hergestellte Pfähle von durchschnittlich 6,7 m Länge verbraucht. Auch dieser Arbeit kam die Sandschüttung zugute. [Nach Eng. News-Record 147 (1951) Nr. 4 vom 26. Juli 1951 S. 41.] Fr. Wernicke †.

Vorgespannte Stahlkonstruktionen.

G. Magnel schlägt vor, bei stählernen Fachwerken den gesamten Zuggurt durch zentrisch angeordneten hochwertigen Spannstahl vorzuspannen. Um die dadurch erreichbaren Stahl- und Kostenersparnisse abschätzen zu können, betrachtet er einen vorgespannten Einzelzugstab und kommt dabei zu aufschlußreichen Feststellungen und Ergebnissen.

Im folgenden werden zunächst die theoretischen Grundlagen der Untersuchungen von Magnel wiedergegeben und anschließend die Auswirkungsmöglichkeiten seiner am Einzelstab gewonnenen Ergebnisse auf den Stahlbau der Praxis kritisch besprochen. Führt man dabei die uns geläufigen Bezeichnungen ein, so bedeuten:

- V_0 die Vorspannkraft
- ΔV_0 die Zunahme der Vorspannkraft infolge einer zusätzlich und später auftretenden Fachwerkstabkraft (z. B. S_p)
- S_p die Fachwerkstabkraft aus Nutz- oder Verkehrslasten
- S_g die Stabkraft aus ständigen Lasten
- F_{sp} den Spannstahlquerschnitt des vorgespannten Zugstabes
- $zul \sigma_{sp}$ die größtzulässige Spannstahlspannung
- F_{st} den Querschnitt des vorgespannten Zugstabes
- σ_{st} die bei gleichzeitiger Einwirkung von ständigen Lasten und Vorspannung vorhandene und jeweils zulässige Druck- oder Zugspannung
- σ_{st} die mit Rücksicht auf die erforderliche Sicherheit zulässige Größtspannung des vorgespannten Stahlquerschnittes F_{st} im Gebrauchszustand
- $zul \sigma_{st}$ die beim Zugstab ohne Spannstahl im Gebrauchszustand zulässige Größtspannung
- σ_F die Stahlspannung im Querschnitt F_{st} beim Erreichen der Fließgrenze
- $m = \frac{S_p}{S_g}$ das Verhältnis der Stabkraft infolge Verkehrslasten zur Stabkraft infolge ständiger Lasten
- $\beta = \frac{E_{st}}{E_{sp}}$ das Verhältnis der Elastizitätsmoduli.

Es wird nun, um eine möglichst große Vorspannkraft V_0 einleiten zu können, vorausgesetzt, daß der vorzuspannende Fachwerkstab weder ausschließlich der Auswirkung der vollen ständigen Lasten, noch ausschließlich einer Einwirkung nur der Vorspannkraft ausgesetzt werden soll. Magnel schlägt daher vor, die ständigen Lasten und die Vorspannung gleichzeitig bzw. schrittweise, d. h. in sich gegenseitig entsprechenden Teilbeträgen aufzubringen. Es ergeben sich dann folgende Ausgangsgleichungen:

$$\begin{aligned} V_0 - S_g &= \sigma_{st}' F_{st} \quad (1) \quad V_0 + \Delta V_0 = zul \sigma_{sp} F_{sp} \quad (2) \\ S_g - V_0 + S_p - \Delta V_0 &= \sigma_{st} F_{st} \quad (3) \quad \frac{S_p - \Delta V_0}{E_{st} F_{st}} = \frac{\Delta V_0}{E_{sp} F_{sp}} \quad (4) \end{aligned}$$

Daraus erhält man

$$F_{st} = \frac{S_p}{\beta \cdot zul \sigma_{sp} - \sigma_{st}'} \left[\frac{\beta \cdot zul \sigma_{sp}}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} - \frac{1+m}{m} \right] \quad (5)$$

$$F_{sp} = \beta \left[\frac{S_p}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} - F_{st} \right] \quad (6)$$

$$F_{st} + F_{sp} = S_p \cdot \left\{ \frac{\beta}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} + \frac{(1-\beta)}{\beta \cdot zul \sigma_{sp} - \sigma_{st}'} \left[\frac{\beta \cdot zul \sigma_{sp}}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} - \frac{1+m}{m} \right] \right\} \quad (7)$$

$$V_0 = S_p \left\{ \frac{1}{m} + \frac{\sigma_{st}'}{\beta \cdot zul \sigma_{sp} - \sigma_{st}'} \left[\frac{\beta \cdot zul \sigma_{sp}}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} - \frac{1+m}{m} \right] \right\} \quad (8)$$

$$\Delta V_0 = S_p \cdot \frac{F_{sp}}{F_{sp} + \beta F_{st}} \quad (9)$$

Setzt man das Stahlgewicht eines vorgespannten Stabes mit

$$G_v = (F_{st} + F_{sp}) \gamma \cdot l$$

und das Stahlgewicht eines damit vergleichenden Stabes ohne Spannstahlzugabe mit

$$G = \frac{S_g + S_p}{zul \sigma_{st}} \gamma \cdot l$$

an, so ergibt sich für das Verhältnis der beiden miteinander zu vergleichenden Stabgewichte:

$$\frac{G_v}{G} = \frac{zul \sigma_{st}}{1+m} \cdot \left\{ \frac{m \beta}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} + \frac{1-\beta}{\beta \cdot zul \sigma_{sp} - \sigma_{st}'} \left[\frac{m \beta \cdot zul \sigma_{sp}}{\sigma_{st}' + \sigma_{st}} - (1+m) \right] \right\} \quad (10)$$

Die Gewichtsersparnis E_g in % erhält man dann aus:

$$E_g = 100 \left(1 - \frac{G_v}{G} \right)$$

Bezeichnet man mit K_v die Kosten eines vorgespannten Stabes, mit K die Kosten des Stabes ohne Spannstahlzugabe, ferner mit k_{sp} und k_{st} die Einheitskosten für den gespannten Spannstahl und den eingebauten Normal-Baustahl, so erhält man:

$$\frac{K_v}{K} = \frac{k_{st} F_{st} + k_{sp} F_{sp}}{\frac{S_g + S_p}{zul \sigma_{st}} k_{st}} = \frac{zul \sigma_{st} m}{S_p (1+m) k_{st}} (k_{st} F_{st} + k_{sp} F_{sp})$$

und bei Einführung der Gl. (5) und (6):

$$\frac{K_v}{K} = \frac{zul \sigma_{st}}{(1+m) (\sigma_{st}' + \sigma_{st})} \left\{ 1 - \beta \frac{k_{sp}}{k_{st}} \cdot [m \beta \cdot zul \sigma_{sp} - (1+m) (\sigma_{st}' + \sigma_{st})] + \frac{m \beta k_{sp}}{k_{st}} \right\} \quad (11)$$

Bezeichnet man mit Magnel die Steigerungsmöglichkeit ν der ständigen Lasten und Verkehrslasten bis zum Erreichen der Fließgrenzenspannung σ_F im Stabstahl als „Sicherheitsgrad“, so ergibt sich:

$$\nu (S_g + S_p) - V_0 - \Delta V_0 - \Delta V_0' = \sigma_F F_{st} \quad (12)$$

Darin bedeutet $\Delta V_0'$ den Zuwachs der Vorspannkraft durch die Vergrößerung der Stabkraft um $\Delta S_g + \Delta S_p = (\nu - 1) (S_g + S_p)$. Durch sinngemäße Auslegung der Gl. (9) erhält man dafür:

$$\Delta V_0' = (\nu - 1) (S_g + S_p) \cdot \frac{F_{sp}}{F_{sp} + \beta F_{st}} \quad (13)$$

Bei Berücksichtigung der Beziehungen (3) und (6) erhält man aus Gl. (12) und (13) schließlich:

$$\nu = 1 + \frac{m (\sigma_F - \sigma_{st})}{(1+m) (\sigma_{st}' + \sigma_{st})} \quad (14)$$

Soll ein bestimmter Sicherheitsgrad ν erreicht werden, so darf, wie sich aus Gl. (14) ableiten läßt, der Stabquer-

schnitt F_{st} im Gebrauchszustand nur mit der Spannung

$$\sigma_{st} = \frac{m(\sigma_F + \sigma'_{st})}{(1+m)\nu - 1} - \sigma'_{st} \tag{15}$$

beansprucht werden.

Trotz dieser Einschränkung lassen sich für kleine Werte von m doch recht beträchtliche Gewichts- und Kostenersparnisse erzielen. Für die bei uns gebräuchlichen Baustähle St 52 und St 37 sowie die Spannstähle St 165 und St 90 ergibt eine Untersuchung nach den Ansätzen von Magnel für einen Einzelstab die im folgenden zusammengestellten prozentualen Gewichts- und Kostenersparnisse. Es wurde dabei für St 52 und St 37 mit $\sigma_F = 1,72 \cdot \text{zul} \cdot \sigma_{st}$ und $\nu = 1,72$ gerechnet und gleichzeitig $E_{st} = E_{sp}$, d. h. $\beta = 1$ eingeführt.

1. Fall: $\sigma'_{st} = \text{Zug} = -\frac{1}{2} \cdot \text{zul} \sigma_{st}$, d. h. $V_0 < S_g$						
$m = \frac{S_p}{S_g}$	$\sigma_{st}/\text{zul} \sigma_{st}$	$E_{\text{Gew.}}$ in %	E_{Kosten} in %			
			St 52/St 90	St 37/St 90	St 37/St 165	St 52/St 165
0	0,500	41,0	33,4	32,6	20,9	13,3
0,1	0,637	33,5	27,0	26,5	16,3	11,7
0,5	0,886	13,7	10,5	10,5	6,1	3,9
1,0	1,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2. Fall: $\sigma'_{st} = 0$, d. h. $V_0 = S_g$						
$m = \frac{S_p}{S_g}$	$\sigma_{st}/\text{zul} \sigma_{st}$	$E_{\text{Gew.}}$ in %	E_{Kosten} in %			
			St 52/St 90	St 37/St 90	St 37/St 165	St 52/St 165
0	0,0	58,2	49,7	47,9	31,3	25,5
0,1	0,193	48,2	44,4	43,2	27,7	21,8
0,5	0,544	38,8	31,5	30,7	19,1	13,8
1,0	0,705	28,8	23,2	22,8	13,8	9,6
2,0	0,827	19,3	15,2	15,0	9,3	6,2
3,0	0,876	14,6	11,1	10,9	6,6	4,1
10,0	0,960	5,2	4,1	4,1	2,6	1,6
∞	1,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

3. Fall: $\sigma'_{st} = \text{Druck} = +\frac{1}{2} \cdot \text{zul} \sigma_{st}$, d. h. $V_0 > S_g$						
$m = \frac{S_p}{S_g}$	$\sigma_{st}/\text{zul} \sigma_{st}$	$E_{\text{Gew.}}$ in %	E_{Kosten} in %			
			St 52/St 90	St 37/St 90	St 37/St 165	St 52/St 165
0	-0,500	67,6	59,4	57,2	38,7	33,8
0,1	-0,251	63,6	55,3	53,1	35,2	29,9
0,5	+0,202	52,6	54,1	42,7	27,4	21,6
1,0	+0,409	45,0	37,1	36,2	22,7	17,1
2,0	+0,570	37,5	30,6	30,1	18,7	13,4
3,0	+0,632	33,8	27,2	26,9	16,2	11,7
10,0	+0,739	26,8	21,1	21,1	12,7	8,7
	+0,791	22,6	0,0	0,0	0,0	0,0

4. Fall: $\sigma'_{st} = \text{Druck} = \text{zul} \sigma_{st}$, d. h. $V_0 \gg S_g$						
$m = \frac{S_p}{S_g}$	$\sigma_{st}/\text{zul} \sigma_{st}$	$E_{\text{Gew.}}$ in %	E_{Kosten} in %			
			St 52/St 90	St 37/St 90	St 37/St 165	St 52/St 165
0	-1,000	73,6	66,0	63,4	44,1	40,7
0,1	-0,695	70,2	62,4	59,9	40,8	36,3
0,5	-0,139	61,2	52,9	50,8	33,5	27,9
1,0	+0,116	55,2	46,8	44,8	28,4	23,4
2,0	+0,311	49,0	41,1	39,8	25,3	19,5
3,0	+0,388	46,0	38,1	36,9	23,3	17,7
10,0	+0,520	40,0	33,0	32,1	20,0	15,2
	+0,581	36,7	0,0	0,0	0,0	0,0

Für das Kostenverhältnis $\frac{k_{sp}}{k_{st}}$ des jeweils verwendeten Spannstahles zum gewählten Normalstahl wurden für die Ermittlung der Kostenersparnisse folgende Werte angenommen:

	St 90/St 52	St 90/St 37	St 165/St 37	St 165/St 52
k_{sp}/k_{st}	1,20	1,36	2,73	2,40

Die Tabellen lassen erkennen, daß die Gewichts- und Kostenersparnisse — wie zu erwarten war — mit zuneh-

mender Vorspannkraft ansteigen, daß eine Verwendung von Baustahl St 52 mit Spannstahl St 90 am vorteilhaftesten ist und daß die Ersparnisse für größer werdende Verhältnisswerte m von Verkehrslasten zu den ruhenden Lasten sehr rasch abnehmen.

Um die für das Gesamtfachwerk zu erwartenden Kostenersparnisse abzuschätzen, nimmt Magnel an, daß sich die Gesamtkosten zu je etwa einem Drittel auf Obergurtstäbe, Wandstäbe und Untergurtstäbe verteilen, so daß die Gesamtersparnis dann etwa ein Drittel der in den Zusammenstellungen angegebenen Werte betragen würde. Bei durchgehenden und an den beiden Untergurten verankerten Spannstählen wirkt sich die Vorspannkraft für die durch ruhende Lasten und Verkehrslast nur wenig beanspruchten Untergurtstäbe an den beiden Fachwerkenden aber ungünstig aus, weil für deren Querschnittsabmessungen F_{st} i. d. R. die hohe Vorspannkraft und die erforderliche Knicksicherheit maßgeblich werden. Diese Stäbe erfordern bei Vorspannung daher meist einen größeren Kostenaufwand als im Fall einer Bemessung ohne Spannstahlzugabe. Die von Magnel entwickelten Ansätze reichen übrigens nicht aus, um auch einen über die ganze Untergurtlänge durchgehenden vorgespannten Stab mit veränderlichen Stabkräften und Querschnitten zu bemessen. Sie sind nur unmittelbar verwendbar, wenn jeder Untergurtstab für sich vorgespannt wird. Bei solchem Vorgehen ließe sich auch eine wirtschaftliche Abstufung der Vorspannung erreichen. Die Untergurtstäbe wären dann gewissermaßen als „vorgespannte Fertigstäbe“ in den Knotenpunkten anzuschließen. Dies dürfte allerdings einige konstruktive Erschwerungen mit sich bringen, da man dann jeweils die gesamte Stabkraft $S_g + S_p$ anzuschließen hat, in den Anschlußebenen aber zunächst nur der reduzierte Stabquerschnitt F_{st} zur Verfügung steht. Magnel ist in seinem Bericht auf Einzelheiten dieser Art nicht eingegangen.

Bei seinem Versuchsträger hat er mit praktisch gleichbleibenden Stabquerschnitten gerechnet und den gesamten Untergurt durchgehend und gleichmäßig vorgespannt.



Abb. 1. Spannstahlverankerung am Untergurtende des Versuchsträgers von Magnel.

Die Übereinstimmung der Messungen mit den errechneten Zahlenwerten ist befriedigend. In der sich an seine Ausführungen anschließenden Aussprache wurde die Frage der sich beim Vorspannen für den Obergurt und die Wandstäbe ergebenden Nebenspannungen aufgeworfen, die nach Aussage und Beobachtungen von Magnel aber nur unbedeutend sind. Es wurde ferner auf das Problem des Korrosionsschutzes eng verlegter Spannstähle hingewiesen. [Nach G. Magnel, The structural engineer 28 (1950) S. 285 und 29 (1951) S. 203.]

B. Fritz, Karlsruhe.

Die Aluminium-Bogenbrücke bei Arvida.

Im Jahre 1950 wurde in Kanada über den Saguenay-Fluß — einen Nebenfluß des St.-Lorenz-Stromes — bei Arvida eine Straßenbrücke aus Leichtmetall fertiggestellt. Nach den bereits früher beschriebenen Aluminiumbrücken [vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 392 mit weiteren Hinweisen] und einer inzwischen bekanntgewordenen 92 m langen als Fachwerkbalken mit 52,5 m Mittelöffnung gebauten Fußgängerbrücke über den Tummel-Fluß bei Clunie (England) ist die Brücke bei Arvida das bisher größte derartige Bauwerk.

Die insgesamt 153,6 m lange Brücke hat einen unter der Fahrbahn liegenden eingespannten Bogen mit 88,4 m Stützweite und 14,5 m Stich sowie beiderseits an den Bogen anschließende Rampenbauwerke. Auf den beiden in 7,0 m Abstand liegenden und mit Fachwerkverbänden verbundenen Bogenrippen ist die Fahrbahnkonstruktion aufgeständert. Die in 6,10 m Abstand befindlichen Ständer setzen sich in den Rampenbauwerken fort und sind oben durch auf die ganze Länge zwischen den Endwiderlagern kontinuierlich durchlaufende 0,77 m hohe Längsträger verbunden. Etwa gleich hohe Querträger verbinden diese Längsträger in 3,05 m Abstand und sind nach außen durch Konsolen verlängert. Die Fahrbahnkonstruktion wird ergänzt durch in Fahrbahnmitte und auf den Konsolen liegende Längsträger. Auf diesem Trägerrost liegen eine kreuzweise bewehrte Stahlbetondecke mit der 7,32 m breiten Fahrbahn und die Fertigbetonteile der beiden je 1,22 m breiten Fußwege. Über den Kämpferwiderlagern befindliche Portalrahmen mit drei Horizontalriegeln dienen zur Aufnahme von auf die Fahrbahn wirkenden Windkräften.

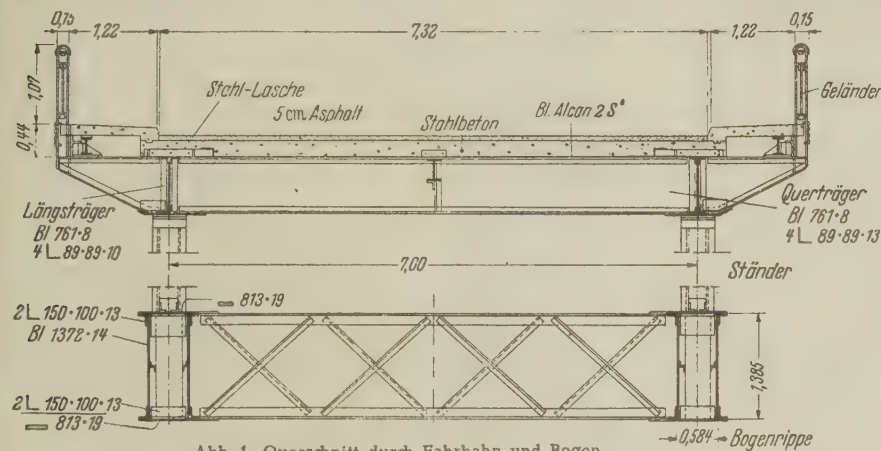


Abb. 1. Querschnitt durch Fahrbahn und Bogen.

Bogen, Ständer und Portale sind Hohlquerschnitte, wobei nur das Bogeninnere zum Vernieten der Stöße durch in den Obergurten liegende Mannlöcher zugänglich ist. Die Bogen stützen sich an den Kämpfern auf stählerne Lagerplatten von 1,2-2,0 m Grundfläche; die Einspannung wird hier durch je 22 im Bogenwiderlager verankerte Bolzen von 50 mm Durchmesser hergestellt. Da an diesen starren Auflagerungen später nichts mehr korrigiert werden konnte, erfolgte ihr Einbau mit besonderer Sorgfalt. Die Längsträger liegen an den Endwiderlagern auf Bronzgleitlagern, die unter Zwischenschaltung einer 3 mm dicken Isolierschicht, mit verzinkten Stahlschrauben an der Al-Konstruktion befestigt sind. Die Lagerplatten auf den Endwiderlagern sind aus Stahl.

Als Verkehrslasten wurden zwei 20-t-Lastwagen, 390 kg/m² auf der Fahrbahn und 195 kg/m² auf den Fußwegen angesetzt. Die zulässigen Spannungen wurden den möglichen Lastfällen entsprechend abgestuft, so sind bei den Bogen für ständige und Verkehrslast 0,90 t/cm² und einschließlich aller Zusatzkräfte 1,40 t/cm² zulässig; für die Fahrbahn Teile liegen diese Werte um 0,1 t/cm² höher.

Als Konstruktionsmaterial wurde die Legierung Alcan 26 S-T gewählt. Wie bei allen Al-Legierungen ist keine ausgeprägte Fließgrenze vorhanden. Das fehlende plastische Formänderungsvermögen war die Ursache, einige im Stahlbau übliche Verfahren abzuändern. So erforderten die Bogenrüttwinkel (L 150.100.13) beim Biegen eine wesentlich größere Zahl von Durchgängen durch

die Biegewalze als stählerne Winkel, d. h. die Biegung mußte in vielen kleinen Stufen erfolgen, um keinen Bruch zu verursachen.

Genauigkeit und Sorgfalt bei der Fertigung mußten aus demselben Grunde vergrößert werden, da spätere Richtarbeiten und Korrekturen der Form unmöglich sind. Bleche von mehr als 13 mm Dicke wurden vor dem Biegen auf 175° C angewärmt [s. Bauing. 25 (1950) S. 392]. Gesägt wurden mit einer Bandsäge mit 366 m/min Schnittgeschwindigkeit, dies Verfahren bewährte sich so gut, daß vom Schneiden mit der Schere vollkommen Abstand genommen wurde. Die in der Strangpresse hergestellten Profile zeigen eine außerordentlich saubere Oberfläche, es wurde daher hier von einem Anstrich der Außenflächen abgesehen. Um sie nicht zu verkratzen, wurden zum Anhängen an Krane Hanfseile verwendet und die Teile auf hölzernen Zulagen bearbeitet. Aus dem gleichen Grunde und wegen der Kerbempfindlichkeit des Materials wurde nicht mit der Reißnadel, sondern mit einem Bleistift angezeichnet. Der gegenüber Stahl nur etwa ein Drittel so große Elastizitätsmodul bedingte bei allen Arbeitsgängen eine gute Unterstützung der Bauteile zur Erhaltung der Form; der doppelt so große Temperaturelastizitätskoeffizient erforderte eine erhöhte Meßgenauigkeit. Das Fräsen der Kontaktstöße der Bogenrippen erfolgte daher in der mechanischen Werkstatt, alle anderen Arbeitsgänge mit im Stahlbau üblichen Maschinen — allerdings z. T. mit besonderen Werkzeugen.

Die Löcher wurden vor dem Nieten bis zu 13 mm Dicke gestanzt, im übrigen gebohrt. Alle Löcher wurden vor dem Nieten um 3 mm aufgerieben und die Schließkopfseite etwas versenkt. Genietet

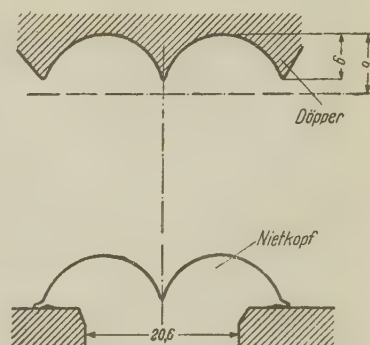


Abb. 2. Döpper und ringförmiger Nietkopf.

wurde kalt mit Nieten der Legierung 16 S-T. Das Vormaterial für die Niete wurde gewalzt, da im Strang gepreßtes nicht befriedigte. Alle Niete hatten einen um 0,4 mm kleineren Durchmesser als das Loch. Werkstatt wurden, soweit gut zugänglich, mit einer 50-t-Maschine genietet und erhielten konische Köpfe. Die restlichen Werkstatt- und alle Montageniete wurden von Hand geschlagen, wobei eine neuartige Ausbildung des Schließkopfes zur Anwendung kam. In den Schaft des Schließkopfes wurde ein 9,5 mm tiefes Loch von 4,8 mm Durchmesser gebohrt, in das ein Vorsprung des Döppers faßte. Durch Drehen des Lufthammers während des Nietens (Dauer etwa 40 Sek.) entstand so ein ringförmiger Kopf (s. Abb. 2), der zentrisch über dem Nietloch sitzt. Der beim Kaltnieten leicht eintretende Versatz des Nietkopfes wurde so vermieden. Die ganze Konstruktion wurde vor dem Versand, soweit angängig, zusammengepaßt.

Um Korrosion durch zwischen zusammengebaute Teile dringendes Wasser zu verhindern, wurde jeweils eine der Berührungsflächen mit einem dichten Alulastic-Anstrich, dem 5 % Zinkchromat beigemischt waren, gestrichen. Unzugängliche Stellen erhielten nach Säuberung mit Tetrachlorkohlenstoff einen Grundanstrich und zwei Deckanstriche mit Aluminiumfarbe; das Bogeninnere erhielt zwei Grund- und einen Deckanstrich. Die mit Beton in Berührung kommenden Flächen erhielten einen Schutz aus dünnen Blechen aus Alcan S 2.

Die Montage erfolgte mit einem Kabelkran von 157,3 m Spannweite, wobei infolge der gegenüber Stahl wesentlich leichteren Bauteile eine Tragfähigkeit von 7 t ausreichend war. Das Tragkabel von 35 mm Durchmesser war hinter beiden Endwiderlagern auf abgespannten Portalen quer verschieblich gelagert, damit alle Stücke montiert werden konnten. Zuerst wurden die Rampenteile errichtet; die Nordrampe wurde dann abgedeckt und diente für die Weiterarbeit als Podium. Jede Bogenrippe wurde in sechs Stücken angeliefert. Zuerst wurden alle Endstücke montiert und mit den endgültigen Bolzen verankert, so daß sie von den Kämpfern frei auskragten. Die folgenden Stücke wurden am Kabelkran hängend an die Endstücke angeschlossen und ihr vorderes Ende mit Seilen rückwärts nach den Rampen abgefangen (Abb. 3).

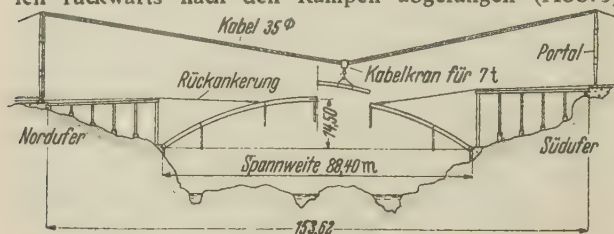


Abb. 3. Montageübersicht.

Zum Einregulieren der Höhe dienten dabei von den Stücken herabhängende Meßblatten. Die dritten Stücke wurden dann frei auskragend an die zweiten Stücke angeschlossen, und die Höhe so einreguliert, daß die Enden etwas über der endgültigen Höhe lagen. Der Spielraum zwischen den Bogenhälften war danach oben 38 und unten 32 mm. Die Verbände zwischen den Bogenrippen wurden sofort nach Montage zweier entsprechender Stücke eingebaut.

Das Schließen des Bogenseitels erfolgte durch Nachlassen der Rückhaltungen; ein nach Berühren der Untergurte verbleibendes Spiel von 3 mm am Obergurt konnte durch Spannschlösser leicht beseitigt werden. Nachdem der Bogen nach Vernieten der Scheitelstöße freitragend geworden war, wurden Aufständigung und Fahrbahnkonstruktion am Scheitel beginnend und symmetrisch nach den Kämpfern fortschreitend montiert. Es folgten dann das Betonieren und Asphaltieren der Fahrbahn sowie das Verlegen der Fußwegplatten. Um das Verhalten der fertigen Brücke unter den verschiedenen Bedingungen zu studieren, wurden im Bogeninneren eine größere Anzahl von Dehnungsmeßstreifen angebracht, für die die Nullablesungen in der Werkstatt vorgenommen wurden.



Abb. 4. Fertige Brücke.

Die Ausführung erfolgte durch die Dominion Bridge Company; das verwendete Leichtmetall lieferte die Aluminium Company of Canada. Das Gewicht eines Vergleichsentswurfs aus Stahl betrug 396 t; die ausgeführte Brücke (Abb. 4) wiegt 163 t (nach einer anderen Quelle 172 t). Das Gewicht der Konstruktion ist also von 2,6 t/m Brücke bei Stahl auf etwa 1,1 t/m, d. h. auf rd. 42 % verringert worden. In der Ersparnis zeigt sich bei den vorliegenden Verhältnissen praktisch nur der Einfluß des leichteren Baustoffs an sich, da infolge der verhältnismäßig schweren Fahrbahnplatte die ständige Last nur von etwa 8,1 t/m auf 6,5 t/m, d. h. auf rd. 80 % reduziert

wurde. Bei Leichtfahrbahnen, größeren Spannweiten und für den Materialverbrauch ungünstigeren Systemen als unter der Fahrbahn liegenden Bögen wird der Einfluß des Leichtmetalls auf die ständige Last sich bei Vergleichen mit Stahl mehr auswirken. Die Vorteile von Leichtmetall werden sich dann deutlicher zeigen, als hier, wo trotz der beachtlichen Ersparnisse an Fracht- und Transportkosten eine stählerne Brücke wohl in der Herstellung billiger geworden wäre. Als Vorteil wird angegeben, daß die Unterhaltungskosten dieser Brücke jedoch wesentlich geringer sein werden. [Nach verschiedenen Quellen, insbes. La Technique des Travaux 26 (1950) S. 353.]

K. H. Seegers, Gustavsborg.

Die Staumauer und Wasserkraftanlage von Castelo do Bode (Portugal).

Portugal macht zur Zeit große Anstrengungen, um die Erzeugung von elektrischer Energie aus Wasserkraftanlagen zu vergrößern. Von den im Laufe des vorigen Jahres erzeugten 800 Mio. kWh war die Hälfte thermischen Ursprungs. Man hofft bei Vollausbau der Wasserkraft etwa 8 Milliarden kWh erzeugen zu können.

Es sind zunächst zwei Anlagen — eine im Norden und eine im Zentrum des Landes — Cavado mit 500 Mio. kWh jährlich und Zézere mit 700 Mio. kWh jährlich zum Bau vorgesehen.

Das Kraftwerk von Castelo do Bode am Zézere ist seit Januar im Betrieb und versorgt Lissabon, das Kraftwerk von Venda Nova am Cavado wird bald in Betrieb kommen. Durch diese beiden Kraftwerke werden jährlich 450 Mio. kWh erzeugt und somit die hydraulische Produktion des Landes verdoppelt. Die wirtschaftlichen Bedingungen für die Ausführungen der Arbeiten von Castelo do Bode sind besonders günstig gewesen. Es ist beabsichtigt, den Ausbau der beiden genannten Flüsse bald weiter durchzuführen. Bei der Ausführung der Talsperre Castelo do Bode ist das Kraftwerk am Fuß der Staumauer angeordnet und die Hochwasserentlastungsanlage zwischen dem rechten Hang und dem Kraftwerk ausgebildet. Die Talform und die guten geologischen Bedingungen — harter Gneis — ließen den Bau einer Bogenstaumauer zu. Abb. 1 zeigt die Querschnittsaus-

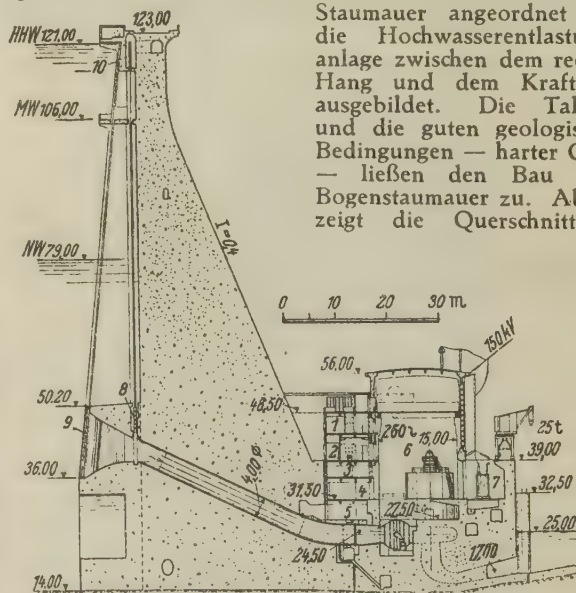


Abb. 1. Querschnitt der Staumauer mit Krafthaus.

- | | |
|------------------|-------------------------------------|
| 1. Diensträume, | 5. Raum mit Zugängen zum Druckrohr, |
| 2. Kommandosaal, | 6. Maschinensaal, |
| 3. Kabelboden, | 7. Transformatorengalerie. |
| 4. Magazine, | |

bildung. Eingehende hydraulische Studien waren besonders über die Ausbildung der Hochwasserentlastungsanlage erforderlich. Es sind zwei durch Stahlsegmentverschleiß verschleißbare Öffnungen von je 2000 m³/s angeordnet.

Die beiden Schußbahnen der Entlastungsanlage mußten bei dem geringen vorhandenen Platz zwischen Kraftwerk und Hang derart angeordnet werden, daß sie die Wassermassen in Achse des Flusses lenken. Die gutbelüfteten Schußstrahlen, nach zahlreichen Modellversuchen ausgebildet, verursachten, wie nach mehreren Hochwässern im letzten Winter festgestellt wurde, keine schädliche Ero-

sion. Das Kraftwerk besitzt bei einer mittleren Fallhöhe von 80 m drei Turbinen mit vertikaler Achse. Die durch die Staumauer führenden gepanzerten Entnahmeleitungen haben je einen Durchmesser von 4,0 m. Die Entnahmeleitungen sind vor den Turbinen mit automatisch gesteuerten Verschlüssen versehen. Die Einläufe dieser Leitungen

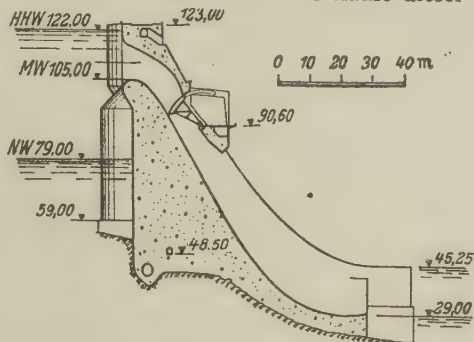


Abb. 2. Schnitt durch die Hochwasserentlastungsanlage.

gen besitzen aufziehbare Rechen. Die beiden Grundablässe von je 3,0 m Durchmesser sind gleichfalls durch die Staumauer geführt.

Zur provisorischen Ableitung des Flusses während der Bauzeit wurde ein Stollen von 12 m Breite und 10 m Höhe im rechten Hang hergestellt, der in der Lage war, 2000 m³/s abzuführen. Die Arbeiten des Umleitungsstollens sind im April 1946 begonnen und im September 1947 soweit durchgeführt worden, daß die eigentliche Baugrube für die Staumauer trockengelegt werden konnte. Für die Staumauer waren 146 000 m³ Aushub herauszuschaffen, 492 000 m³ Beton und 4500 t Stahl einzubauen.



Abb. 4. Stand der Bauarbeiten Januar 1950.

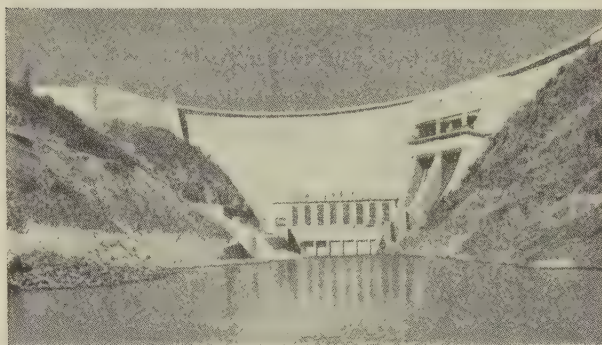


Abb. 5. Aufnahme über die fertige Anlage.

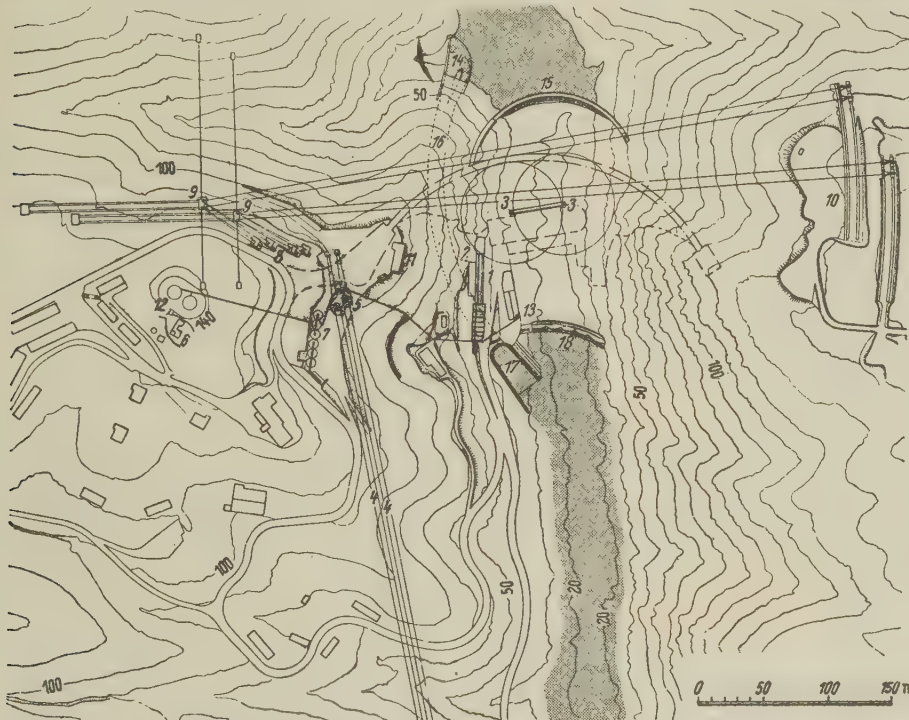


Abb. 3. Grundriß der Baustelleneinrichtung.

1. Trasse der unteren Betonzuführung,
2. Untere Betonierungseinrichtung,
3. Kräne zur unteren Betoneinbringung,
4. Drahtseilbahnen,
5. Betonierungstürme,
6. Transformatorstation,
7. Zementsilos,
8. Winden und Bedienungsstände der Kabelkräne,
9. feststehende Kabelkrantürme,
10. Gleise der fahrbaren Kabelkrantürme,

11. Zementinjektionsanlage,
12. Wasserbehälter,
13. Pumpenanlage,
14. Oberwasserseitiger Stollenmund der prov. Umleitung,
15. Oberwasserseitiger Fangedamm,
16. provisorischer Umleitungsstollen,
17. Unterwasserseitiger Stollenaustritt der prov. Umleitung,
18. Unterwasserseitiger Fangedamm.

3 km flußab der Staumauer wurde geeignetes Zuschlagsmaterial für den Beton gefunden. Um den Anforderungen des kurzen Bauprogrammes zu genügen und um bei Ausfall einer Maschine nicht zu große Unterbrechungen zu erleiden, wurden mehrere Mischmaschineneinrichtungen erstellt. Das von der Gewinnungsstelle zur

Wasch- und Siebanlage transportierte Zuschlagsmaterial wurde in sechs Korngrößenstufen getrennt, und zwar in

0/4 4/10 10/25 25/50
50/100 100/200 mm.

Die Materialien wurden mit zwei Seilbahnen mit je 200 t Stundenleistung zu den Lagern gebracht. Von dort erfolgte die Beschickung der Betonierungseinrichtungen.

Die erste Betonierungseinrichtung auf der Talsohle bestand aus zwei Mischern von je 1,5 m³ Größe. Mit dieser Anlage wurden 80 000 m³ Beton hergestellt.

Die Hauptbetonierungseinrichtung, auch in zwei Einheiten aufgeteilt, je bestehend aus Betonierungsturm mit Silos, Wiegevorrichtungen und zwei Mischern von je 1,5 m³, befand sich in Höhe oberhalb der Krone der Staumauer. Der Zement wurde von den sechs Lagersilos mit Preßluft zu den Betonierungstürmen befördert.

Vier Kabelkräne dienten zum Transport des Betons. Die Beförderung des Betons von den Betonierungstürmen zur Verladestelle der Kabelkränkel wurde mit Lastwagen bewerkstelligt. Es wurden 120 m³ Beton stündlich eingebaut.

Da nicht genügend Feinsand zur Verfügung stand, hat man mit Erfolg „Darex“ dem Beton beigegeben. Der Wassorzementfaktor des Betons betrug 0,55. An Zement wurden 220 kg/m³ zugegeben.

Es wurde Portlandzement verwandt, der nur gegenüber normalem einige Änderungen in der chemischen Zu-

sammensetzung aufwies, um die Abbindewärme zu verringern. Für den oberen Teil der Stauwand ist die Zementmenge um 50 kg/m^3 erhöht worden, im Innern der Widerlager ist sie auf 180 kg/m^3 verringert worden. Im Gebiet der Hochwasserentlastungsanlage sind 250 kg/m^3 gefordert worden.

Zur Herabminderung der Abbindewärme ist dem Beton Eis zugesetzt worden. — Das Vorpresse des Baugrundes ist nach bewährtem Verfahren durchgeführt. Besonders das rechte Ufer ist durch Vorpressearbeit verfestigt worden. [Nach C. Xerez, La Technique des Travaux, 27 (1951) S. 231—248.] H. Preß, Berlin.

Eine neue Gründungsart für Seezeichen.

Für die Verankerung von Navigationslichtern und anderen Seezeichen im tiefen und strömenden Wasser hat die Ingenieur-Abteilung des US-Küstenschutzes eine bemerkenswerte Konstruktion entwickelt, den sog. „Aquapad“.

Ein kreisrunder Stahlblechponton von $8,85 \text{ m}$ $\varnothing$ und $2,25 \text{ m}$ Höhe wird in drei transportfähigen Teilen in der Werkstatt fertiggestellt, dann ans Ufer geschafft und dort endgültig zusammengeschweißt. Nachdem er mit Beton- und Wasserballast schwimmfähig gemacht ist, wird er zum Einbauplatz geschleppt und mittels zusätzlichem Wasserballast abgesetzt. Der so zum Fundamentklotz auf der Sohle gemachte Behälter wird mit Stahlpfählen im Untergrund verankert, deren Köpfe im Zuge der endgültigen Füllung des Pontonkörpers einbetoniert werden. Das vorher aufgebaute Stahlgerüst für das Seezeichen ragt nur mit einer Stütze über den Wasserspiegel und bietet dadurch gegen Seegang und Eis nur eine minimale Angriffsfläche.

Der Stahlbehälter Abb. 1 hat einen 8 mm starken Boden, Deck und Wandung sind $9,5 \text{ mm}$ stark. Die Aussteifung erfolgt nach den Regeln für den Pontonbau durch zwei sich rechtwinklig kreuzende Gitterträger und an der Blechhaut durch L- und I-Spanten, letztere aus aufgetrennten I-Profilen. Der zusammengebaute Fundamentkörper enthält einen mittleren Ballasttank von 3 m $\varnothing$, der nach dem Stapellauf 45 cm hoch mit Gußbeton gefüllt wird, während die übrigen Räume 55 cm Gußbeton erhalten. In diesem Zustand schwimmt der Körper mit etwa 17 cm Freibord.

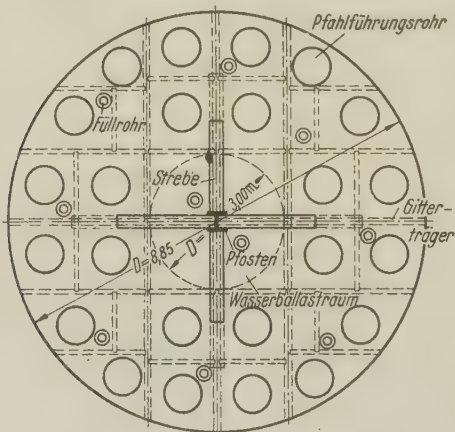


Abb. 1. Aufsicht auf den Stahlponton.

In den Fundamentkörper sind auf einem inneren Teilkreis 8 Pfahl-Führungsrohre, auf einem äußeren weitere 16 derartige Rohre von 75 cm $\varnothing$ eingeschweißt, welche jeweils in Sohlenhöhe einen unten offenen Trichter besitzen, durch welchen später die Stahlpfähle geführt werden und der Füllbeton gehalten wird. Im Deck sind 10 Füllrohre $\varnothing 20 \text{ cm}$ eingeschraubt, von denen 2 in den mittleren Ballastraum münden, um ihn zu fluten oder zu entleeren, je nachdem es der Absetzvorgang erfordert.

Das Gerüst besteht aus einem Mittelpfosten (etwa I P 36), der von 4 Schrägstreben (etwa I P 30) abgestützt ist. Letztere bleiben rd. 1 m unter der Wasseroberfläche und nur der Mittelpfosten ragt bis 1 m über Wasser und trägt die Seezeichenkonstruktion. Die Gerüstkonstruktion ist dicht über Deck mit den im Fundament eingebauten Teilen verschraubt, während sonst alle Teile verschweißt sind. Diese Maßnahme wird vorgesehen, um bei Havarie durch

Schiffsstoß oder Eisgang eine Auswechslung des Gerüsts zu ermöglichen.

Am oberen Rande des Schwimmkörpers sind Ösen vorgesehen, um Schlepp- und Führungs-Trossen anschlagen zu können und die gleiche Möglichkeit findet sich an der Spitze des Mittelpfostens, so daß man den Fundamentkörper mit Gerüst beim Absetzen, wenn er nur geringes Gewicht besitzt, gut und sicher führen kann. Durch Zugabe von Wasserballast in den mittleren Raum erfolgt das Absetzen auf den sorgsam eingemessenen und planierten Untergrund. Anschließend werden die Pfähle durch die vorerwähnten Pfahlführungsrohre gerammt. Die hier zur Anwendung gebrachten Stahlrohrpfähle sind neuartig. Sie haben 15 cm oberhalb des unteren Endes (Pfahlspitze) 12 Schlitz von 12 mm Breite und 420 mm Länge. Die zwischen den Schlitz stehengebliebenen Stege werden beim Auftreffen des Pfahles auf den festen Fels durch die Rammschläge nach außen ausgebeult. Eine Neigung etwa nach innen ausbeulen zu wollen, wird durch eine innere Manschette verhindert, die aus einem kurzen Rohr besteht, das nur mit dem unteren Rande des Rohrpahles verschweißt ist. Beim Stauchvorgang schiebt sich dieses Rohrende im Rohrpfahl bis zu einem eingeschweißten Anschlagring hoch, der die Stauchlänge auf $12,5 \text{ cm}$ begrenzt, dadurch einen Dehnungsbruch der ausgebeulten Stege verhindert und die Pfahllast voll auf die Pfahlschulter überträgt. Durch diese als Zug- und Druckpfähle wirksamen Stahlrohrpfähle ist das Fundament auf der Sohle gleichsam festgenagelt, ohne daß Schrägpfähle notwendig sind. Diese wären übrigens durchaus in der gleichen Weise einzubringen.

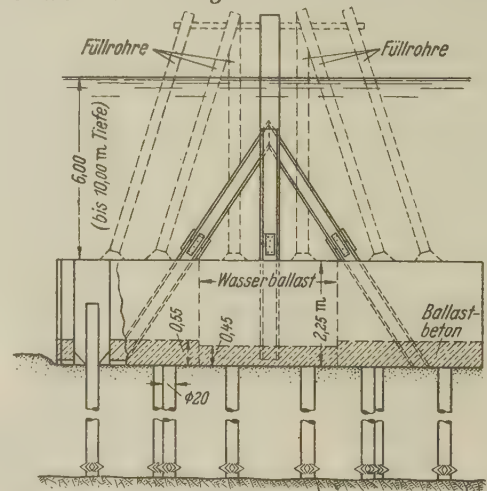


Abb. 2. Außi des Aquapad vor dem endgültigen Verfüllen.

Nach vollendeter Rammung wird der gesamte Fundamentkörper durch die über Wasser reichenden Füllrohre mit Gußbeton gefüllt, wobei der Beton für die Pfahlköpfe und die Pfahlführungsrohre mit Rüttlern verdichtet wird. Eine vorher im Fundament eingebaute Rundstahlbewehrung sichert die Zusammenwirkung zwischen Fundamentklotz und Pfahlgruppe. Mit dem Herausrauben der Füllrohre ist der Bauvorgang beendet. Das Fundament ruht nun mit einer Last von 4 t auf der Sohle bzw. auf den Pfählen. Eine solch geringe Last könnte durch Seegang leicht verschoben werden, woraus wiederum die Notwendigkeit der Pfahlverankerung ersichtlich wird.

Die praktische Ausführung im St. Mary Fluß in USA (Michigan) bei 10 m tiefem Wasser und einer Strömung von 6 km/h bestätigte alle an den Entwurf geknüpften Erwartungen. Die Werkstattarbeit erfolgte in Chicago, der Zusammenbau bei den Soo-Schleusen, das Absetzen nach einem Schlepptransport von rd. 30 km störungsfrei an einem Nachmittag, an welchem auch noch 9 Pfähle gerammt werden konnten. Am Folgetag wurden die restlichen 15 Pfähle geschlagen und das Fundament betoniert. Die Arbeit im Wasser ist also auf ein Minimum beschränkt. Diese Art Gründung könnte auch für andere Seebauten in Frage kommen. Einzelheiten der Konstruktion und die Pfähle stehen unter Patentschutz.

[Nach Eng. News-Record 147 (1951) Nr. 9 vom 30. 8. 1951 S. 41.] Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/Main.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Müller, Horst, Dr.-Ing. habil., Bremen: Mechanik für Ingenieure, Band 3: Festigkeits- und Elastizitätslehre (Westermanns Fachbücher der Ingenieurkunde, Herausgeber: H. Hoyer), 254 S., Gr. 16 · 23 cm mit 268 Abb., Preis Ganzleinen DM 18,60.

Für den Lernenden, der ein wenig von der Differential- und Integralrechnung versteht, bietet das Buch eine leicht faßbare, mit einprägsamen Abbildungen und zahlreichen Anwendungsbeispielen ausgestattete Darstellung der gebräuchlichen Sätze und Formeln aus der elementaren Festigkeits- und Elastizitätslehre. Dem Konstrukteur bietet er eine reichhaltige Sammlung alltäglich benötigter Formeln. Das Buch beginnt mit kurzen Darlegungen über die Festigkeitseigenschaften des Materials; anschließend behandelt es den Spannungszustand und die Anstrengung in Stäben bzw. Trägern, das Knicken des einfachen und mehrteiligen Druckstabes, die Formänderung von Fachwerken und schließlich die Grundgedanken zur Berechnung von statisch unbestimmten Trägern und Fachwerken.

A. Teichmann, Berlin-Charlottenburg.

Cammerer, J. S., Dr.-Ing. habil.: Der Wärme- und Kälteschutz in der Industrie, 3. verb. Auflage, 360 S., Gr. 23 · 16 cm mit 126 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg; Springer-Verlag, 1951, Preis Ganzleinen DM 36,—.

Die von der Praxis seit langem erwartete 3. Auflage des deutschen Standardwerkes über industriellen Wärme- und Kälteschutz weist die bewährte Stoffeinteilung der 1938 erschienenen 2. Auflage auf. Dem Fortschritt der wissenschaftlichen Erkenntnisse entsprechend ist der I. Hauptteil über die Grundlagen der Wärme- und Kälteschutztechnik ergänzt worden. Der Abschnitt über die Dämmstoffe und ihre Eigenschaften hat wesentliche Überarbeitung erfahren, besonders hinsichtlich der Dämmstoffe für Temperaturen unter Lufttemperatur (Kälteschutzstoffe) und der Gesetzmäßigkeiten der Wärmeleitzahl von Bau- und Dämmstoffen. So werden die wichtigsten Feuchtigkeitseigenschaften von Kälte-dämmstoffen, die bei neueren Bauweisen besonders zu beachten sind, außerdem eine einfache Methode zur Beurteilung der Dampfdurchlässigkeit auf Grund vergrößerter Gefügebilder dargelegt. Die für die Praxis wertvollen, ausführlichen Tafeln der Wärmeleitzahl von Bau- und Dämmstoffen, sowie der wichtigsten Massivwände, entsprechen dem derzeitigen Stand der Wissenschaft. Besonders von Prüfstellen und wissenschaftlichen Instituten wird die ergänzte Darstellung der Meßtechnik begrüßt werden. — Der II. Hauptteil „Berechnung und Anwendung des Wärme- und Kälteschutzes in der Industrie“ befriedigt in erster Linie die Bedürfnisse der Praxis; dabei sind auch für das Bauwesen zahlreiche Hinweise und Anregungen enthalten, trotzdem der bauliche Wärmeschutz nur kurz behandelt ist. — Sorgfalt und Gründlichkeit der Bearbeitung zeichnen auch die Neuauflage bei guter Ausstattung aus, so daß sie den Lernenden und Ausführenden, die sich eingehender mit

Wärme- und Kälteschutzfragen befassen, wertvoller Führer und Nachschlagewerk werden wird.

K. Egner, Stuttgart.

Festschrift herausgegeben anlässlich der Fertigstellung der zum Krafthaus Kaprun-Hauptstufe gehörenden Anlagen: **Die Hauptstufe des Tauernkraftwerks Glockner-Kaprun der Tauernkraftwerke A.G., Zell am See, zusammengestellt von J. Götz unter Mitarbeit von K. Powondra und R. Emanovsky, 304 S., Gr. 20,5 · 29 cm, 1951.**

Mit dem Abschluß der Bauarbeiten an der nahezu 120 m hohen, in der Krone über 350 m langen Limbergsperrmauer errichtet wurde und mit der Inbetriebnahme der 84,5 Mio. m³ Speicherraum dieser Sperre ist der zweite Bauabschnitt des Tauernkraftwerks abgeschlossen. Die vier Stränge der 1200 m langen Druckrohrleitung sind fertiggestellt und erprobt, die zugehörigen Maschinensätze stehen vor der Vollendung. Die Tauernkraftwerke A.G. hat diesen Anlaß benutzt zu einem Rückblick auf die Entwicklung der Pläne, die Schwierigkeiten der Bauausführung, zu einer Darstellung der im Bau befindlichen Möllüberleitung und zu einem Ausblick auf die Weiterführung und Vollendung der Kraftwerksgruppe. Die Mitarbeiter am Werk sind selbst zu Wort gekommen und geben in fesselnden Einzeldarstellungen Zeugnis über die großartige geistige und physische Leistung des Menschen beim Bau einer neuzeitlichen Wasserkraftanlage im Hochgebirge.

H. Wittmann, Karlsruhe.

100 Jahre GHH-Brückenbau von Prof. Philipp Stein, Techn. Hochschule Aachen. Herausgegeben von der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. Werk Sterkrade, 206 S., Gr. 21 · 22,5 cm, mit 80 Abb., Oberhausen/Rheinland 1951.

Der 5. April 1810 gilt als der Gründungstag der Gutehoffnungshütte. Die Hüttengewerkschaft Jacobi, Haniel und Huyssen übernahm in den 40er Jahren des vorigen Jahrhunderts die Lieferung von Teilen eiserner Brücken, während das Jahr 1850 die Übernahme der ersten Brücken als Ganzes verzeichnete.

Die Festschrift illustriert die Periode der gußeisernen Brücken, die Einführung des Schweißens im Brückenbau und die Entwicklung des Brückenbaus in den letzten 100 Jahren. Die wichtigsten Leistungen der GHH werden jeweils auf dem Hintergrund der Darstellung der allgemeinen Entwicklung des Brückenbaus kurz gewürdigt. Das Buch ist dadurch ein wertvoller Ausschnitt aus der Geschichte des Stahlbrückenbaus geworden, den auch der Fachmann mit Genuß durchsehen wird.

F. Schleicher.

Kippenberger, Albrecht, Prof. Dr., Leiter des Universitäts-Museums Marburg: Der Künstlerische Eisenguß, 88 S., Gr. 17,5 × 27 cm, 70 Abb., Marburg, N. G. Elwert-Verlag, 1952, Halbleinen geb. 6,50 DM.

Streekkerk, H., Ir., Civil Engineer, Delft, Niederlande: Quarrying Stone for Construction Projects, 159 S., Gr. 24,5 × 16,5 cm, mit 73 Abb., Delft, Niederlande, Uitgeverij Waltman, 1952, Preis: 17,50 Holl. Gulden.

Verschiedenes.

A. Bühler †.

Am 7. September 1951 verstarb Dr. h. c. Dipl.-Ing. Adolf Bühler, Bern, kurz vor Vollendung des 70. Lebensjahres. B. trat nach industrieller Tätigkeit 1912 in den Dienst der Schweizer Bundesbahn, wo er 1918 bis 1944 Sektionschef für Brückenbau war und zuletzt bis zu seiner Pensionierung im Jahre 1947 Oberingenieur der Bauabteilung der S.B.B. Bühler ist bei vielen Anlässen hervorgetreten und hat die Schweiz oftmals in internationalen Kommissionen usw. vertreten. Er erfreut sich auch in Deutschland eines großen Ansehens. Den Lesern dieser Zeitschrift wurde er insbesondere auch durch seine Aufsätze Bauingenieur 22 (1941) S. 299 und Bauingenieur 24 (1949) S. 225 bekannt. Man vergleiche auch den Nachruf von A. Meyer in der Schweiz. Bauzeitung 70 (1952) S. 28—29.

F. Schleicher.

Deutscher Beton-Verein e. V.

Die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins findet vom 7. bis 9. Mai in Berlin statt. Das vorläufige Programm verzeichnet die nachfolgenden Vorträge:

Dr.-Ing. Carp, Emschergenossenschaft, Essen: Sinkendes Land.

Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing. U. Finsterwalder: München: Rheinbrücke Worms.

Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing. E. h. O. Graf, Stuttgart: Entwicklung der Eigenschaften der Betonstähle.

Prof. H. Granholm, Göteborg: Anwendung der Bruchlinientheorie.

Rgbm. a. D. W. Künzel, Ratingen: Neuzeitliche Fertigungen in der Betonstein-Industrie.

Direktor Mary, Paris: Die Dordogne-Talsperre,

Prof. Dr.-Ing. H. R ü s c h , München: Forschungsaufgaben im Stahlbeton.

Dr.-Ing. W. S c h e n c k , Bremen: Neuere Ausführungen von Seeschiffskajen.

Prof. Dr.-Ing. habil. K. W a l z , Stuttgart: Betonzusatzmittel.

Dr.-Ing. W. Z e r n a , Köln: Bemerkenswertes vom Londoner Bauforschungskongreß 1951.

NN: Vom Bauen in Berlin von 1945 bis 1952.

Untergrunddichtungen.

Am 29.—30. Oktober 1951 wurde der „Arbeitskreis für Untergrunddichtungen in der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.“ gegründet. Die Obmannschaft übernahm Prof. Dr. techn. W. B e r n a t z i k , Ried, Post Benediktbeuern/Obb.

Dem Arbeitskreis gehören Vertreter namhafter Bauherrschaften an, welche sich mit Verpressungsproblemen befassen und den Wunsch haben, diese Probleme in Zusammenarbeit mit den ausführenden Unternehmungen zu bearbeiten. Der Gruppe der Bauherrschaften stehen die Vertreter einschlägiger spezieller Unternehmungen gegenüber, so daß eine Zusammenarbeit von Bauherrschaft und Unternehmung entstanden ist, durch welche die auf dem Gebiet der Verpressungstechnik bestehenden Probleme und deren Lösungsmöglichkeiten geklärt werden sollen.

Bauherrschaften und Organisationen, welche Verpressungsprobleme vorliegen haben, werden aufgefordert, sich mit dem Arbeitskreis in Verbindung zu setzen. Entsprechende Zuschriften sind an den Obmann des Arbeitskreises zu richten.

DIN 4024*. Dampfturbinenfundamente. Richtlinien für die Berechnung und Ausführung.

Vorbemerkung.

Diese Richtlinien sind ursprünglich aufgestellt für Stahlbeton-Rahmenfundamente von Dampfturbinen, gelten jedoch auch für Rahmenfundamente anderer umlaufender Maschinen mit hoher Drehzahl (etwa 1000/min und mehr) und für Rahmenfundamente in Stahlkonstruktion¹).

Beim Entwurf von Dampfturbinenfundamenten ist eine rechtzeitige Zusammenarbeit zwischen Maschineningenieur und Bauingenieur erforderlich. Der Maschineningenieur gibt die grundsätzliche Gestaltung des Fundamentes an und schlägt die mit Rücksicht auf die Maschinen erwünschten Hauptabmessungen vor. Der Bauingenieur hat diesen Fundamententwurf in schwingungstechnischer und statischer Hinsicht zu untersuchen und Änderungen, die mit Rücksicht auf die Resonanzfreiheit und die statische Sicherheit erforderlich sind, dem Maschineningenieur vorzulegen. Eine Einigung ist spätestens während der Planung der Rohrleitungen herbeizuführen, so daß Änderungen noch berücksichtigt werden können.

Turbinenfundamente sind auch bei kleinen Abmessungen mit Rücksicht auf Wert und Bedeutung der von ihnen getragenen Maschinenanlagen als wichtige Ingenieurbauwerke anzusehen.

Dementsprechend sind die besonderen Anweisungen der entsprechenden DIN-Normen bezüglich Unternehmerauswahl, Baustoffgüte usw. zu beachten (für Stahlbeton: DIN 1045, für Stahl: DIN 1050). Daher dürfen nur solche Ingenieure mit ihrem Entwurf beauftragt werden, die über die erforderlichen Sonderkenntnisse²) verfügen. Ebenso dürfen nur solche Unternehmer mit der Ausführung betraut werden, die eine sorgfältige Erstellung gewährleisten.

1. Richtlinien für den Maschineningenieur.

1.1 Für die einzelnen Tragglieder müssen ausreichende Abmessungen zur Verfügung stehen, um die Aufnahme der statischen und dynamischen Kräfte zu ermöglichen und das Fundament auch in schwingungstechnischer Hinsicht befriedigend gestalten zu können. Einschnürungen oder Einkerbungen an den Stützen und Trägern sollen vermieden und besser durch allseitig umschlossene Öffnungen ersetzt werden.

1.2 Beim Entwurf der Fundamente sind quer zur Turbinenwelle gestellte Rahmen anzustreben, die durch recht-

winklig zu diesen verlaufende Längsrahmen miteinander verbunden und ausgesteift werden. Die Riegel der Querrahmen sollen gegenüber ihren Stützen im Grundriß möglichst nicht versetzt werden. Die Mittelachsen sollen also möglichst übereinstimmen.

Die Stützweite der Längs- und Querbalken soll nicht zu groß werden. Außermittige Belastungen und die dadurch hervorgerufenen Verdrehungsbeanspruchungen sind möglichst zu vermeiden. Um die Schwingungsverhältnisse gut übersehen zu können, ist die Tischplatte in waagrechttem Sinne durch Verbreitern der Träger oder durch Anordnen von Kragplatten und weitgehendes Einschränken der Öffnungen möglichst als starre Scheibe auszubilden, d.h. ihre niedrigste freie Eigenschwingzahl soll hoch genug über der Betriebsdrehzahl liegen. Ist dies nicht durchzuführen, so soll die nächst höhere Eigenschwingzahl über der Betriebsdrehzahl liegen. Schlanke Kragplatten, dünne Stützen und bei Stahlfundamenten auch größere Blechflächen können leicht in Schwingung geraten und sind daher zu vermeiden oder mit geeigneten Aussteifungen zu versehen.

1.3 Das Fundamentrahmenwerk ist durch einen Luftspalt, der bis zur Oberkante der Sohlplatte hinabreicht, vollkommen von der Umgebung zu trennen. Dicke des Luftspaltes neben der Tischplatte des Turbinenfundamentes mindestens 3 cm; der Luftspalt ist waagrecht verschieblich abzudecken. Benachbarte Decken sind nicht auf das Turbinenfundament zu lagern. Ist das ausnahmsweise nicht zu vermeiden, so muß eine sachgemäß durchgebildete, weichfedernde Auflagerung vorgesehen werden. Auch die Sohlplatte des Turbinenfundamentes soll von der Umgebung (auch vom Betonfußboden) durch seitliche Fugen getrennt werden. Bezüglich der Erschütterungsübertragung in die Umgebung kann eine tiefe Abstimmung des Turbinenfundamentes von Nutzen sein.

1.4 Für den Bauingenieur sind von der Maschinenfabrik folgende Angaben zusammenzustellen:

1.41 Ein ausführliches Belastungsbild, wobei das Kurzschlußmoment ohne Zuschlag und der Vakuumzug getrennt anzugeben sind. Es ist ferner anzugeben, ob der Kondensator mit dem Abdampfstützen der Turbine starr oder durch Federwelle oder Stopfbuchse verbunden ist. Das Belastungsbild muß sorgfältig auf Grund der wirklichen Massenverteilung in der Maschine und der für die Lastübertragung getroffenen besonderen Vorkehrungen ermittelt sein. Es sollen nicht nur die Lasten, sondern auch die Flächen, auf denen die Last übertragen wird, angegeben werden. Bei Einphasengeneratoren sind auch die schwingenden Momente auf der Generatorseite und ihre Schwingzahl anzugeben. Auch etwaige Zusatzlasten in waagrechtlicher oder schräger Richtung, die zum Beispiel an Dampfleitungsfestpunkten auf das Fundament übertragen werden können, sind in das Belastungsbild aufzunehmen.

1.42 Angabe der Läufergewichte, bei Getriebeturbinen auch der umlaufenden Getriebeteile.

1.43 Angabe der Maschinenleistung in kW.

* DIN 4024, 2. Entwurf, September 1951. Einsprüche — in doppelter Ausfertigung — bis 31. 5. 1952 an FNBauwesen, Bamberg 4; Postschließfach 43.

¹ Zu den Stahlfundamenten werden bei der Vereinigung Deutscher Elektrizitäts-Werke (VDEW.) Erfahrungen gesammelt und weitere Forschungen betrieben, die später zu teilweisen Änderungen dieser Richtlinien führen können.

² Vgl. „Rausch: Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben“, im Vertrieb VDI-Verlag Berlin, und das darin angegebene weitere Schrifttum.

1.44 Betriebsdrehzahlen (evtl. Schnellschlußdrehzahlen) der Turbine und des Generators.

1.45 Die kritischen Drehzahlen der Wellen in der Verbindung und mit der Lagerung, wie sie im Betrieb vorhanden sind.

1.5 Heiße Rohrleitungen sind gut gegen Wärmeabgabe zu dämmen, um unzulässige Temperaturbeanspruchungen zu vermeiden. Um die Wärmewirkung im Fundament berücksichtigen zu können, sind Anhaltspunkte über die in der Nähe der Bauteile auftretenden Temperaturen zu geben (auch erhöhte Temperaturen bei der Montage oder im Probebetrieb, z. B. beim Generatortrocknen). Alle heißen Teile sind schon vor Aufnahme des Probebetriebes sorgfältig zu dämmen. Gegen Stauwärme im Fundament sind geeignete Maßnahmen zu treffen (z. B. Öffnungen zum Entweichen der Wärme, Belegen von Flächen mit Wärmedämmplatten).

2. Richtlinien für den Bauingenieur.

2.1 Es ist eine Schwingungsberechnung aufzustellen, um das Fundament resonanzfrei zu gestalten. Die Schwingungsberechnung dient weiterhin dazu, die statische Ersatzkraft der Fliehkraft nach Abschn. 2.231 für die statische Berechnung des Fundamentes zu ermitteln.

Für die Schwingungsberechnung kommen folgende Hauptgesichtspunkte in Betracht:

2.11 Lotrechte Schwingungen: Es ist anzustreben, daß die Eigenschwingzahlen der einzelnen Querrahmen bzw. Stützenpaare annähernd gleich sind, mindestens aber alle einheitlich entweder unterhalb oder oberhalb der Betriebsdrehzahl liegen. Bei der Berechnung der Eigenschwingzahlen sind nötigenfalls nicht nur die Biegemomente, sondern auch die Normal- und Querkkräfte zu berücksichtigen, bei tiefer Abstimmung auch der Einfluß der Verformungen der Tischplatte, gegebenenfalls unter Berücksichtigung des Einflusses der Maschinengrundrahmen und Gehäuse. Der Vakuumzug des Kondensators ist eine rein statische Kraft und bleibt daher bei der Schwingungsberechnung unberücksichtigt. Dagegen muß bei starrem Anschluß des Kondensators an der Turbine sein Gewicht (einschl. der Betriebswasserfüllung) berücksichtigt werden. Eine Schwingungsuntersuchung ist auch für die Längsrahmen durchzuführen. Etwaige Auflagerlasten weichgefedert aufgelegter benachbarter Decken bleiben bei der Schwingungsberechnung unberücksichtigt.

2.12 Waagerechte Schwingungen: Ist die Tischplatte nach Abschnitt 1.2 mit ausreichender Genauigkeit als starre Scheibe anzusehen, dann genügt es, die waagerechten Schwingungen dieser durch das Rahmenwerk elastisch gestützten Scheibe als Ganzes zu untersuchen (Gesamtschwingungen), andernfalls müssen auch die Verformungen der Tischplatte berücksichtigt werden. Die waagerechten Schwingungen können in erster Linie in der Querrichtung auftreten. Es ist aber auch Erregung in der Längsrichtung möglich: Resonanz soll auch in dieser Richtung vermieden werden.

2.13 Kopplungswirkung: Bei der Ermittlung der Eigenschwingzahlen nach Abschnitt 2.11 und 2.12 kann zunächst die Sohlplatte des Fundamentes als feststehend angenommen werden. Außerdem ist jedoch die Kopplungswirkung zwischen der Tischplatte und der auf dem Baugrund federnd gelagerten Sohlplatte in Betracht zu ziehen, wenn sich dadurch ungünstigere Eigenschwingzahlen ergeben.

2.14 Schwingungen auf dem Baugrund: Bei Betriebsdrehzahlen von etwa 1000 bis 1500/min ist auch der Nachweis der Schwingungen des Gesamtfundamentes auf der federnden Unterlage (Baugrund, Pfähle) zu führen. Hierbei dürfen nur die dynamischen Bettungsziffern verwendet werden, da die statischen Bettungsziffern zu niedrig sind.

2.15 Weitere Einflüsse: In der Schwingungsberechnung ist auch die Möglichkeit zu berücksichtigen, daß die tatsächlichen Verhältnisse von den Annahmen der Rechnung in ungünstigem Sinne abweichen, z. B. hinsichtlich des Elastizitätsmaßes, der Trägheitsmomente, Stablängen, Einspannstellen usw., ferner infolge ausmittiger Lagerung der Lasten und federnder Nachgiebigkeit der Maschinen.

2.16 Abstimmung: Die gemäß Abschnitt 2.11–2.15 ermittelten Eigenschwingzahlen sollen einen Abstand von $\pm 20\%$ von der Betriebsdrehzahl aufweisen. Dieser Abstand soll nötigenfalls durch konstruktive Änderungen herbeigeführt werden. Nur wenn sich dabei besondere Schwierigkeiten ergeben, darf der Abstand ausnahmsweise bis auf $\pm 10\%$ verringert werden.

Bei tiefer Abstimmung (Eigenschwingzahl geringer als Betriebsdrehzahl) soll die Eigenschwingzahl ferner nicht in unmittelbarer Nähe der biegekritischen Drehzahl der Welle liegen. Läßt sich das nicht vermeiden, so ist zu beachten, daß durch die Kopplungswirkung zwischen Läufer und Fundament eine Verlagerung in eine tiefere und eine höhere Schwingzahl entsteht und letztere zur Betriebsdrehzahl näher rückt.

2.2 Die statische Berechnung ist durchzuführen:

2.21 Für die ruhenden Belastungen (Fundamentgewicht, Maschinenlasten, einschl. Läufergewicht, Vakuumzug usw.). Diese Lasten sind mit einfachem Wert ohne Zuschlag einzuführen. Bauteile, die keine Maschinenlasten zu tragen haben, sind für Montagelasten zu berechnen.

2.22 Für das Kurzschlußmoment in Form eines vom Generator übertragenen lotrechten Kräftepaars in beiden Drehrichtungen mit einem Zuschlag von 100% zu den von der Maschinenfabrik angegebenen zuschlagfreien Werten.

2.23 Für den dynamischen Einfluß einer Fliehkraft, die rechtwinklig zur Wellenachse nach allen Richtungen wirken kann.

2.231 Die lotrecht oder waagerecht anzusetzende statische Ersatzkraft dieser Fliehkraft ist von der Abstimmung $\zeta = n_e/n_m$ abhängig (n_e = für die Wirkungsrichtung ermittelte lotrechte oder waagerechte Eigenschwingzahl, n_m = die Maschinenbetriebsdrehzahl) und beträgt nach Bild 1:

$$P_1 = 3 \cdot \frac{\zeta^2}{\zeta^2 - 1} \cdot L \text{ (Absolutwert)},$$

jedoch nicht mehr als $\max P_1 = 15L$. Darin ist L = Läufergewicht (Gewicht aller umlaufenden Maschinenteile). Zur Berücksichtigung der Durchfahr-Resonanzen gilt bei tiefer Abstimmung ($\zeta < 1,0$) ferner: $P_2 = 12\zeta^2 \cdot L$, sofern dieser Ausdruck größer ist als P_1 . Sind in einer Wirkungsrichtung mehrere Eigenschwingzahlen vorhanden oder handelt es sich um verschiedene Betriebsdrehzahlen (normale Betriebsdrehzahl und Schnellschlußdrehzahl oder bei Getriebeturbinen Turbinen- bzw. Generatordrehzahl) oder liegen sowohl verschiedene Eigenschwingzahlen wie mehrere Betriebsdrehzahlen vor, so sind die ungünstigsten Abstimmungen zu ermitteln, bei denen sich die größten Kräfte P_1 bzw. P_2 ergeben.

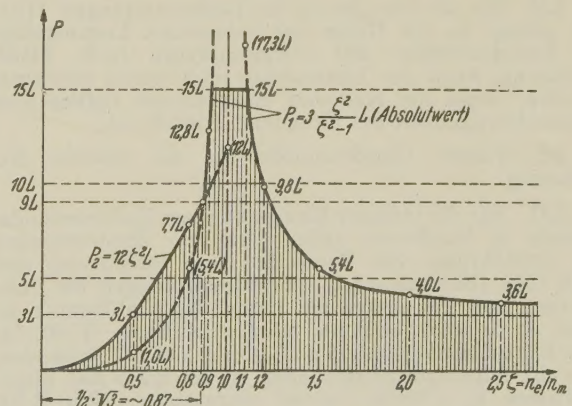


Abb. 1. Statische Ersatzkraft P der Fliehkraft in Abhängigkeit von der Abstimmung $\zeta = n_e/n_m$

2.232 Die statische Ersatzkraft ist an denselben Stellen wie die Maschinenlasten anteilig, d. h. so anzusetzen, daß an jeder Maschinenlast ein dieser Last verhältnismäßiger Anteil der gesamten Ersatzkraft lotrecht oder

waagrecht wirkt. (Hierbei sind nur die am Rahmenwerk selbst angreifenden Maschinenlasten zu berücksichtigen). Die waagerechten Ersatzkräfte dürfen zur Vereinfachung in Höhe der Riegelachsen angesetzt werden.

2.24 Bei Stahlrahmenwerken für die Sicherheit der Verankerung mit der Sohlplatte. Der Nachweis ist für die in Abschnitt 2.23 behandelten Kräfte zu führen.

2.25 Für die waagerechten Schwingungsbeanspruchungen der Tischplatte. Hierfür ist eine waagerechte Kraft gleich dem fünffachen Läufergewicht in der Weise einzusetzen, daß die auf die einzelnen Querrahmen entfallenden Kraftanteile von Rahmen zu Rahmen entgegengesetzt gerichtet sind. Die einzelnen Quer- und Längsriegel der Tischplatte können für die Kräfte unter der vereinfachten Annahme bemessen werden, daß die Längsriegel in den lotrechten Ebenen der benachbarten Querrahmen fest eingespannt sind. Auf eine Mitwirkung der lotrechten Rahmenstiele ist hierbei zu verzichten.

2.26 Für nicht belastete Bauteile. Diese sollen zur Berücksichtigung ihres Mitschwingens für einen Lastzuschlag gleich 50 % der Eigenlast lotrecht oder waagrecht berechnet werden, soweit die Montagelasten nach Abschnitt 2.21 nicht ungünstigere Beanspruchungen ergeben.

2.27 Bei Stahlbetonfundamenten für die Temperatur- und Schwindwirkungen des Rahmenwerkes. Hierbei sind folgende Werte zu berücksichtigen:

2.271 Für das Schwinden der Tischplatte gegenüber der Sohlplatte ein Temperaturabfall von -10°C . Wird das Rahmenwerk erst mehr als 2 Monate nach Herstellung der Sohlplatte ausgeführt, ein solcher von -15°C .

2.272 Für gleichmäßige Erwärmung der Tischplatte gegenüber der Sohlplatte ist, wenn ein Wärmeschutz nach Abschnitt 1.5 vorgesehen wird, nähere Anhaltspunkte über Wärmegrade jedoch nicht angegeben werden können, bei Stahlbeton eine Temperaturerhöhung von 20°C anzunehmen, wobei jedoch das Schwindmaß abgezogen werden kann.

Schwinden und gleichmäßige Erwärmung sind daher durch die Annahme einer Temperaturänderung von -10 bis -15°C oder $+10$ bzw. $+5^{\circ}\text{C}$ zu berücksichtigen.

2.273 Auf der Turbinenseite ist ferner, bei Wärmeschutz des Stahlbetons nach Abschnitt 1.5 und wenn nähere Angaben nicht gemacht werden können, mit einem Temperaturunterschied innerhalb der Bauteile von $\pm 10^{\circ}\text{C}$ (innen 20° wärmer als außen) zu rechnen. Bei dieser Berechnung kann mit dem halben Elastizitätsmaß und mit einem Querschnitt nach Stadium II gerechnet werden. Die hierdurch hervorgerufenen Biegemomente im liegenden geschlossenen Rahmen der Tischplatte bedingen eine äußere Ringbewehrung.

2.28 Für die Berechnung der Bodenpressungen. Hierfür genügt es, die Hälfte der angesetzten Lastzuschläge zu berücksichtigen. Bei Tiefgründungen (z.B. Pfahlgründung) kann der Lastzuschlag noch weiter verringert werden, wenn der Nachweis entsprechend tiefliegender Eigenschwingzahlen der Gründung erbracht ist.

2.3 Weitere Gesichtspunkte für die statische Berechnung:

2.31 Für die statische Berechnung von Turbinenfundamenten in Stahlbeton gelten DIN 1045 (Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton) und DIN 1048 (Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton), jedoch ist für die Sohlplatte mindestens Beton B 160, für das Rahmenwerk mindestens Beton B 225 zu verwenden. Für die Schwingungsberechnung ist bei B 225 das Elastizitätsmaß $E_b = 300\,000\text{ kg/cm}^2$ einzusetzen. (Bei B 300 bzw. 450 ist im Sinne von DIN 4227, Vorgespannte Stahlbetonteile, Pkt. 7.3 $E_b = 340\,000$ bzw. $400\,000\text{ kg/cm}^2$ zu setzen). Bei Ermittlung der Trägheitsmomente sind dann die Stahleinlagen mit ihrem $(n-1)$ -fachen Wert zu berücksichtigen.

2.32 Bei Ausführung in Stahl gelten DIN 1050 (Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau) und die vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, jedoch ohne Stoßbeiwert φ und Dauerbeanspruchungsbeiwert γ .

2.33 Die Stablängen der Rahmen sind wegen der starren Ecken entsprechend zu verringern. Die Einspannstelle der Rahmen wird in der Regel unterhalb der Sohlplattenoberkante liegen. Die statische Berechnung ist für jeden Lastfall (ständige Lasten, statische Ersatzkräfte in lotrechter und waagerechter Richtung, doppeltes Kurzschrumpfungsmoment, Temperatur und Schwinden) getrennt durchzuführen. Für die Bemessung ist die ungünstigste Zusammensetzung der Lastfälle maßgebend, wobei jedoch die lotrechte Ersatzkraft, die waagerechte Ersatzkraft und das doppelte Kurzschrumpfungsmoment nur wahlweise angesetzt zu werden brauchen.

2.34 Die Sohlplatte ist als freier Träger zu berechnen, auf den von oben die Stützendrucke, von unten ein geradlinig verteilter Gegendruck wirken.

2.4 Konstruktive Gesichtspunkte:

2.41 Liegt die Eigenschwingzahl in lotrechter Richtung unterhalb der Betriebsdrehzahl (tiefe Abstimmung), so empfiehlt es sich, Vorkehrungen für etwaige nachträgliche Änderung der Eigenschwingzahlen zu treffen. Solche Vorkehrungen zur nachträglichen Verstimmung des Fundamentes sind auch sonst vorteilhaft.

2.42 Zur Vermeidung von Rissen muß bei Stahlbetonfundamenten die Bewehrung in jedem Bauglied, mit Ausnahme der Sohlplatte, mindestens 50 kg je m^3 festen Beton betragen. Dabei sollen alle Querschnittsseiten bewehrt sein, auch wenn rechnerisch keine Bewehrung erforderlich ist.

2.43 Bei Stahlkonstruktion ist geschweißte Ausführung vorzusehen, Nietung empfiehlt sich nicht. Die Maschine ist kraftschlüssig mit dem Fundament zu verbinden, in der Regel in lotrechter Richtung durch wirksame Verankerung, in waagerechter Richtung durch seitlich sattes Anliegen des Maschinengrundrahmens gegen entsprechende Aufkantungen des Fundamentes.

2.44 Um eine unbeabsichtigte Verstimmung des Fundamentes zu vermeiden, sollen im Falle einer lotrechten tiefen Abstimmung Wände der Luftkanäle der Kreislaufkühler, Zwischenbühnen u. dgl. möglichst vom Rahmenwerk getrennt auf die Sohlplatte gestellt werden.

2.45 Eine schwere und dicke Sohlplatte ist in schwingungstechnischer Hinsicht vorteilhaft, ihr Gewicht soll im allgemeinen einschließlich des etwa darüber vorhandenen Magerbetons nicht kleiner sein als das Gewicht der Maschinen, Tischplatte und Stützen zusammen; ihre wirksame Dicke soll im allgemeinen nicht kleiner sein als $1/10$ der Länge, mindestens jedoch $1,00\text{ m}$.

2.46 Die Mittelkraft aus Fundamentgewicht und einfacher Maschinenlast (ohne Vakuumzug) soll durch den Schwerpunkt der Grundfläche (der Pfahlgründung) gehen.

2.47 Die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse unter dem Maschinenfundament sind stets nach DIN 1054 § 3 festzustellen. Maßgebend für die Beurteilung des Baugrundes ist DIN 1054³⁾.

2.48 Ist der Baugrund nicht einwandfrei, so ist eine Tiefgründung zu erwägen. Ebenso wenn das Grundwasser dicht unter der Sohle des Turbinenfundamentes steht, da in diesem Falle das Grundwasser infolge seiner Nichtzusammendrückbarkeit erfahrungsgemäß besonders dazu neigt, Schwingungen in die Umgebung zu übertragen.

2.49. Taucht die Sohlplatte in das Grundwasser, so empfiehlt sich die Anordnung einer Schwingungsdämmschicht unter der Sohlplatte in einem gegen Grundwasser gedichteten Trog. Auch bei Aufstellung auf Fels ist die Einschaltung einer gegen Feuchtigkeit geschützten Dämmschicht zu empfehlen.

³⁾ Vgl. auch: DIN 4021, Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben; DIN 4022, Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellen der Schichtenverzeichnisse.

